

Prosjektering og analyse av Nordøyvegen bru 3

Audun Arild

Andreas Lauknes

Master i Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2016

Hovedveileder: Jan Arve Øverli, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



Institutt for konstruksjonsteknikk



Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi

NTNU- Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet

TILGJENGELIGHET

ÅPEN

MASTEROPPGAVE 2016

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO 10.06.2016:	ANTALL SIDER: 101 + 141 sider vedlegg
TITTEL: Prosjektering og analyse av Nordøyvegen bru 3 Design and analysis of Nordøyvegen bridge 3		
UTFØRT AV: Andreas Lauknes Audun Arild		
 		

SAMMENDRAG:

Rapporten tar for seg prosjektering av en etteroppspent betongbru, der beregninger og dimensjoneringen er i henhold til det Europeiske regelverket, nasjonale tillegg og Håndbøker fra Statens vegvesen. Brua som skal dimensjoneres og bli gjort kapasitetskontroll for er Nordøyvegen bru 3.

Rapporten omhandler kontroll av brua i brudd- og bruksgrensetilstand, og er utført for både lengde- og tverretningen. Utforming og valg av spennsystem i brua er betraktet. Antall spennkabler og spennarmeringens tverrsnittsareal, i felt og over støtte er bestemt. Søylene i brua er ikke sjekket og inngår ikke i denne rapporten.

Brua er kontrollert i de mest utsatte snittene i felt og over støtte. Kontrollene som er utført er de mest aktuelle kontrollene i brudd- og bruksgrensetilstand. Spennarmering og slakkarmering er bestemt i forbindelse med kontrollene.

Brua tilfredsstillter alle kontroller i bruddgrensetilstand. I bruksgrensetilstand ble krav for spenningsbegrensning og rissvidder kontrollert. Siden det er krav til trykkavlastning i både underkant og overkant, skal spennarmeringen ligge minimum $\Delta c_{dev} = 25$ mm innenfor betongtrykksonen. I alle snitt som er sjekket befinner spennarmeringen seg innenfor denne grensen, for alle lastkombinasjonene for bruksgrensetilstanden.

FAGLÆRER: Jan Arve Øverli

VEILEDERE: Jan Arve Øverli, NTNU, Håvard Johansen og Thomas Reed, Statens vegvesen

UTFØRT VED: Institutt for Konstruksjonsteknikk

Forord

Denne rapporten er resultatet av en masteroppgave ved studiet, Bygg- og miljøteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Oppgaven er utført som et samarbeid mellom Audun Arild og Andreas Lauknes. Den er utført ved Instituttet for konstruksjonsteknikk, i samarbeid med Statens Vegvesen. Veileder fra NTNU er professor Jan Arve Øverli. Eksterne veiledere er Håvard Johansen og Thomas Reed fra Vegdirektoratet i Trondheim.

I rapporten undersøkes Nordøyvegen bru 3, som skal bygges som en del av et større fastlandsprosjekt for nordøyene i Haram kommune. Brua skal kontrolleres og analyseres etter gjeldende Eurokoder og Statens Vegvesens Håndbok N400. Kapasitetskontrollen bygger på eksisterende spennarmerings- og tverrsnittstegninger utgitt fra Statens Vegvesen. I arbeidet med oppgaven er analyseprogrammet NovaFrame brukt, og for å kontrollere beregningene er FAP 2D brukt. Ved beregninger ihht. Eurokoder er Mathcad og Excel benyttet.

Målet med oppgaven er først og fremst å få en bedre forståelse av bruprojektering og virkemåten til spennarmerte betongbruer. Studentene skal også få innsikt i aktuelle regelverk, beregningsmetoder og analyseprogram. For å kunne forstå innholdet i denne rapporten bør man ha grunnleggende kunnskap om temaer som presenteres i rapporten.

Takk til veiledere:

Jan Arve Øverli - NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk
Håvard Johansen - Statens vegvesen, Vegdirektoratet
Thomas Reed - Statens vegvesen, Vegdirektoratet

Trondheim, 10. juni 2016



Audun Arild



Andreas Lauknes

Sammendrag

Rapporten tar for seg prosjektering av en etteroppspent betongbru, der beregninger og dimensjoneringen er i henhold til det Europeiske regelverket, nasjonale tillegg og Håndbøker fra Statens vegvesen. Brua som skal dimensjoneres og bli gjort kapasitetskontroll for er Nordøyvegen bru 3, som skal bygges som en del av et større fastlandsprosjekt for nordøyene i Haram kommune. Brua skal bygges som en bjelke-/platebru, og konstruksjonsmetoden er fritt frambygg med totalt syv byggefaser. Den består av syv spenn, og har en lengde på 200 meter. Det er også en svak vertikalkurvatur på brua med en radius på 2400 meter. Brua utføres som et massivt T-tverrsnitt, og inkludert rekkverk og kantdragere er tverrsnittet 11,1 meter bredt. Videre har brua en føringsavstand på 6 meter, og inneholder to kjørefelt. I tillegg er det en gang- og sykkelvei med en bredde på 3 meter.

Rammeprogrammet NovaFrame er blitt brukt til å lage modell av brua og kjøre analyser. I rapporten er det lagt vekt på å finne riktige laster iht. gjeldende regelverk som skal påføres brua slik som egenvekt, oppspenningskraft, trafikklast og vindlast. Også deformasjonslast som svinn, kryp, relaksasjon, låse- og friksjonstap er lagt vekt på. For trafikklast er det blitt brukt lastmodell 1 og 2 i eurokoden. NovaFrame bruker influenslinjer og beregner automatisk verste trafikklastplassering.

Rapporten omhandler kontroll av brua i brudd- og bruksgrensetilstand, og er utført for både lengde- og tverretningen. Utforming og valg av spennsystem i brua er betraktet. Antall spennkabler og spennarmeringens tverrsnittsareal, i felt og over støtte er kontrollert. Søylene i brua er ikke sjekket og inngår ikke i denne rapporten.

Brua er kontrollert i de mest utsatte snittene i felt og over støtte. Kontrollene som er utført er de mest aktuelle kontrollene i brudd- og bruksgrensetilstand. Spennarmering og slakkarmering er bestemt i forbindelse med kontrollene.

Brua tilfredsstiller alle kontroller i bruddgrensetilstand når nødvendig mengde slakkarmering er benyttet. I bruksgrensetilstand ble krav for spenningsbegrensning og rissvidder kontrollert. Siden det er krav til trykkavlastning i både underkant og overkant, skal spennarmeringen ligge minimum $\Delta c_{dev} = 25$ mm innenfor betongtrykksonen. I alle snitt som er sjekket befinner spennarmeringen seg innenfor denne grensen, for alle lastkombinasjoner i bruksgrensetilstanden.

Abstract

The report examines the construction of a post-tensioned concrete bridge, where design and analysis is in accordance to European standards, national annexes, as well as Manuals from Statens Vegvesen. The bridge which shall be designed and be checked for capacity control is Nordøyvegen bru 3, which will be built as part of a larger mainland connection project for Nordøyene in Haram municipality. The bridge will be built as a plate bridge with a total of seven construction phases. It consists of seven spans, and has a length of 200 meters. There is also a slight vertical curvature of the bridge with a radius of 2400 meters. The bridge is performed as a solid T-section and including handrails and edge beams, the cross-section is 11.1 meters wide. The bridge has two carriageways with a total width of 6 meters and a sidewalk with a width of 3 meters.

Modelling and analysis were elaborated in NovaFrame 5. The report focused on finding the accurate loads according to current regulations, to be applied to the bridge such as selfweight, tensioning force, traffic loads and wind loads. Also deformation loads such as shrinkage, creep, relaxation, locking and frictional losses are emphasized. For traffic loads, there have been used load models 1 and 2 according to European regulations. Nova Frame uses influence diagrams and automatically calculates the worst traffic load placement.

The report deals with the control of the bridge in serviceability and ultimate limit state, and is performed for both longitudinal and transverse direction. The design of the post-tensioning system was considered. Number of tendons and prestressing reinforcement cross-sectional area, in spans and over support is controlled. Pillars of the bridge are not controlled and neglected in this report.

The bridge is controlled in the most critical sections in the span and over the supports. Controls carried out are the most appropriate in ultimate and serviceability limit state. Tendons and reinforcement is determined in connection with the controls.

The bridge satisfies all checks in the ultimate limit state. In serviceability limit state, the requirements for stress limitation and crack width were controlled. Since there are requirements for decompression in both top and bottom of the cross section, the tendons must be located a minimum of $\Delta c_{dev} = 25$ mm inside the concrete pressure zone. In all critical section that is checked, the tendons are located within this limit for all load combinations of the serviceability limit state.

Innholdsfortegnelse

Forord.....	III
Sammendrag	V
Abstract.....	VII
Innholdsfortegnelse.....	IX
Tabelliste.....	XIII
Figurliste	XV
Indexliste.....	XVII
1 Innledning.....	1
2 Beregningsgrunnlag.....	3
2.1 Standarder og regelverk	3
2.2 Tegninger	3
2.3 Analyseprogram	3
2.4 Materialer	4
2.4.1 Betong.....	4
2.4.2 Slakkarmering	4
2.4.3 Spennarmering	5
2.5 Nordøyvegen bru 3.....	5
2.5.1 Tverrsnitt.....	6
2.5.2 Byggefaser	7
3 Armering.....	9
3.1 Overdekningskrav	9
3.2 Generelt om spennarmering	9
3.3 Slakkarmering	10
4 Laster	11
4.1 Permanente laster	11
4.1.1 Egenlast tverrsnittsareal	11
4.1.2 Egenlast kantdragere, rekkverksskinne og rekkverk	11
4.1.3 Belegning	11
4.2 Variable laster	12
4.2.1 Temperaturlast	12
4.2.2 Trafikklast.....	13

4.2.3	Vindlast.....	17
4.3	Deformasjonslastene kryp og svinn	19
4.3.1	Generelt om kryp	19
4.3.2	Beregningsmetoder for kryptøyning	20
4.3.3	Kryp i brua	22
4.3.4	Deformasjonslasten svinn	22
4.3.5	Laster under byggefaser.....	23
4.4	Lastkombinasjoner	25
4.4.1	Bruddgrensetilstand	25
4.4.2	Bruksgrensetilstand.....	27
4.4.3	Total lastkombinering	28
5	Tap av spennkraft	31
5.1	Tap av tøyingsdifferanse mellom spennarmering og betong	31
5.2	Låsetap	31
5.3	Friksjonstap	31
5.4	Spenningsendring på grunn av korttidslast	31
5.5	Tidsavhengige tap	32
5.6	Kryp.....	32
5.7	Svinn.....	32
5.8	Relaksasjon.....	32
6	Modellering i Novaframe	33
6.1	Materialer	33
6.2	Referanselinjer og aksesystem	33
6.3	Tverrsnitt	34
6.4	Byggefaser.....	35
6.5	Spennkabler.....	35
6.6	Elementer og noder	37
6.7	Randbetingelser	37
6.8	Lastmodellering.....	38
6.8.1	Egenvekt	38
6.8.2	Temperaturlast	38
6.8.3	Vindlast.....	38
6.8.4	Spennarmering	39
6.8.5	Trafikkklaster.....	39
6.8.6	Kryp	39

6.8.7	Svinn	39
6.8.8	Last fra støpevogn.....	39
7	Bruddgrensetilstand.....	41
7.1	Effektiv flensbredde	41
7.2	Diagrammer for bruddgrensetilstanden.....	43
7.2.1	ULS, kun tvangsmoment	43
7.2.2	ULS, primær-og tvangsmoment.....	45
7.3	Momentkapasitet	46
7.3.1	Kontroll av moment ved støtte i akse 5	46
7.3.2	Kontroll av feltmoment i midtfelt	47
7.4	Skjærkraftkapasitet.....	47
7.4.1	Kontroll av skjærstrekkkapasitet.....	47
7.4.2	Skjærkrefter mellom betongstøp på ulike tidspunkter	48
7.4.3	Kontroll av skjærtrykkkapasitet	49
7.4.4	Kontroll av skjærkrefter mellom steg og flens	49
7.5	Torsjonskapasitet.....	51
7.6	Kapasitet i tverretningen	54
7.7	Oppsummering av bruddgrensetilstand.....	56
8	Brukgrensetilstand	59
8.1	Bakgrunns teori	59
8.1.1	Stadium 1 og Stadium 2.....	59
8.1.2	Spenningsbegrensninger	59
8.1.3	Rissviddebegrensninger	60
8.1.4	Nedbøyningsbegrensning.....	61
8.2	Diagrammer SLS.....	61
8.2.1	SLS, Karakteristisk lastkombinasjon	62
8.2.2	SLS, Ofte forekommende lastkombinasjon	63
8.2.3	SLS, Tilnærmet permanent lastkombinasjon.....	64
8.3	Dimensjonering i SLS	65
8.3.1	Spenningsbegrensning i stadium I	65
8.3.2	Spenningsbegrensning i tverretningen.....	66
8.4	Rissviddebegrensning.....	67
8.5	Trykkavlastning.....	68
8.6	Oppsummering av bruksgrensetilstand	68
9	Verifikasjon av lastvirkning i NovaFrame	69

9.1	Verifikasjon av egenvekt.....	69
9.2	Verifikasjon av egenvekt av kantdragere og slitelag	71
9.3	Verifikasjon forspenning.....	71
9.4	Verifikasjon av vindlast	72
9.5	Verifikasjon av temperatur, kryp og svinn etter 100år.....	72
10	Oppsummering/ konklusjon.....	73
11	Referanser	75
12	Vedleggsliste.....	77

Tabelliste

Tabell 1: Betongegenskaper.....	4
Tabell 2: Egenskaper slakkarmering.....	4
Tabell 3: Egenskaper spennarmering.....	5
Tabell 4: Opptredende laster Lastmodell 1.....	15
Tabell 5: Oppsummering vindkrefter.....	19
Tabell 6: Oppsummering delkryptall.....	22
Tabell 7: Faktorer for variable laster.....	25
Tabell 8: Dimensjonerende verdier for laster i bruddgrensetilstand.....	26
Tabell 9: Lastkombinasjon i bruksgrensetilstand.....	27
Tabell 10: Total lastkombinering.....	28
Tabell 11: Effektiv flensbredde(i meter) for ulike felt av brua.....	42
Tabell 12: Oppsummering av opptredende krefter, kapasiteter og utnyttelsesgrad i ULS.....	56
Tabell 13: Oversikt over mengde med slakkarmering i brua.....	57
Tabell 14: Grenseverdier for rissvidde [7].....	61
Tabell 15: Opptredende spenninger stadium I.....	65
Tabell 16: Spenningskontroll i tverretningen i Stadium II.....	66
Tabell 17: Oppsummering av verifikasjon egenvekt.....	69
Tabell 18: Oppsummering av verifikasjon, egenvekt av kantdragere og slitelag.....	71
Tabell 19: Oppsummering av verifikasjon, forspenning.....	72

Figurliste

Figur 1: Geografisk plassering av Nordøyvegen bru 3	5
Figur 2: Lengdesnitt av bru	6
Figur 3: Tverrsnittsmål	6
Figur 4: Byggefaser	7
Figur 5: Geometri av kantdragere og rekkverksskinne	11
Figur 6: Inndeling av teoretiske kjørebaneer	14
Figur 7: Delkrypmetoden [17]	21
Figur 8: Laster fra byggefase 2 påført byggefase 1	24
Figur 9: Laster og avlastning byggefaser	24
Figur 10: Referanselinjesystem i Novaframe	33
Figur 11: Ulike tverrsnitt modellert i Novaframe	34
Figur 12: Byggefase 1 med elementnummerering	35
Figur 13: Spennkabelplassering i byggefase 1 (3D)	36
Figur 14: Spennkabelplassering i byggefase 1 (tverrsnitt)	36
Figur 15: Elementnummerering	37
Figur 16: Nodenummerering	37
Figur 17: Glidelager Akse 1-7, grønn strek indikerer fri bevegelse	38
Figur 18: Definisjon av l_0 for beregning av effektiv flensbredde	41
Figur 19: Bestemmelse av effektiv flensbredde	42
Figur 20: ULS tvang, momentdiagram (kNm)	43
Figur 21: ULS tvang, aksialkraftdiagram (kN)	44
Figur 22: ULS tvang, skjærkraftdiagram (kN)	44
Figur 23: ULS tvang, torsjonsmomentdiagram (kNm)	44
Figur 24: ULS full, momentdiagram (kNm)	45
Figur 25: ULS full, aksialkraftdiagram (kN)	45
Figur 26: ULS full, skjærkraftdiagram (kN)	45
Figur 27: ULS full, torsjonsmomentdiagram (kNm)	45
Figur 28: Betegnelser for forbindelsen mellom steg og flens.[7]	50
Figur 29: Torsjonsforløp for bruttverrsnitt	51
Figur 30: Statisk system for flens med påført trafikklaster LM1	54
Figur 31: Influensfelt for beregning av opptredende moment i tverretning. [20]	54
Figur 32: Betongtverrsnitt i Stadium I [18]	59
Figur 33: SLS kar, momentdiagram (kNm)	62
Figur 34: SLS kar, aksialkraftdiagram (kN)	62
Figur 35: SLS kar, skjærkraftdiagram (kN)	62
Figur 36: SLS kar, torsjonsmomentdiagram (kNm)	62
Figur 37: SLS ofte, momentdiagram (kNm)	63
Figur 38: SLS ofte, aksialkraftdiagram (kN)	63
Figur 39: SLS ofte, torsjonsmomentdiagram (kNm)	63
Figur 40: SLS tiln, momentdiagram (kNm)	64
Figur 41: SLS tiln, aksialkraftdiagram (kN)	64
Figur 42: SLS tiln, skjærkraftdiagram (kN)	64
Figur 43: SLS tiln, torsjonsmomentdiagram (kNm)	64

Figur 44: Endring i tverrsnitt Akse 4 og 5. NovaFrame	70
Figur 45: Momentdiagram egenvekt, FAP2D	70
Figur 46: Momentdiagram egenvekt, NovaFrame	70

Indexliste

Latinske store bokstaver

A_c	Betongens tverrsnittsareal
A_{ct}	Betongarealet i strekksonen
A_k	Areal som omslutes av senterlinjene av tverrsnittsdelen i torsjonsberegning
A_p	Spennarmeringens areal
$A_{ref,i}$	Referansearealet til brua
A_s	Slakkarmeringens areal
A_{sl}	Nødvendig areal på lengdearmring for torsjon
$A_{s,min}$	Minimum slakkarmeringsareal
B	Total bredde på brua, inklusivt kantdragere og rekkverk
C	Vindlastfaktor for bruer
$C_{Rd,c}$	Faktor som tar hensyn til tilslagsstørrelse og materialfaktor
E_c	Elastisitetsmodul til betong
$E_{c,eff}$	Betongens effektive elastisitetsmodul
E_{cm}	Sekantmodul, elastisitetsmodul for betong
E_d	Dimensjonerende verdi for lastvirkninger
E_p	Dimensjonerende verdi for spennstålets elastisitetsmodul
E_s	Dimensjonerende verdi for slakkarmeringens elastisitetsmodul
F_{wi}	Resulterende vindkraft i retning i , kraft/lengdeenhet
$F_{wi,trafikk}$	Resulterende vindkraft med samtidig virkende trafikklast
ΔF_d	Endringen av normalkraft i flensen over lengden Δx
G	Permanent påvirkning
$G_{k,j}$	Karakteristisk verdi for permanent last
$G_{k,j,sup}/G_{k,j,inf}$	Øvre/Nedre karakteristisk verdi av permanent last
$I_v(z)$	Turbulensintensitet
L	Bruas lengde
M_{Ed}	Dimensjonerende verdi for bøyemoment

M_{Rd}	Momentkapasitet
N_{Ed}	Aksialkraftpåkjenning
P_0	Initiell kraft i aktiv ende av spennarmering umiddelbart etter oppspenning
P	Forspenningskraft
Q	Variabel påvirkning
Q_{ik}	Akslingslast for teoretiske kjørebane
Q_k	Karakteristisk verdi for en enkel variabel påvirkning
Q_{k1}	Karakteristisk verdi for en dominerende variabel last
$Q_{k,i}$	Karakteristisk verdi for øvrig variabel last
Q_{lk}	Bremse- og akselerasjonskrefter for teoretiske kjørebane
RH_0	Referanseluftfuktighet (100 %)
RH	Omgivelsenes relative luftfuktighet (%)
T_0	Initialtemperatur
T_{Ed}	Dimensjonerende verdi for torsjonsmoment
$T_{e,max}/T_{e,min}$	Høyeste/laveste jevnt fordelte temperaturandel i brua
T_{max}/T_{min}	Øvre/nedre representative lufttemperatur
T_{Rd}	Torsjonsmomentkapasiteten
$\Delta T_{N,con}$	Største kontraksjonsintervall for jevnt fordelt temperaturandel
$\Delta T_{N,exp}$	Største ekspansjonsintervall for jevnt fordelt temperaturandel
$\Delta T_{M,heat}$	Lineært varierende temperaturdifferanse, ved oppvarming ovenfra
$\Delta T_{M,cool}$	Lineært varierende temperaturdifferanse, ved avkjøling ovenfra
V_{Ed}	Skjærkraftpåkjenning
$V_{Ed,red}$	Redusert skjærkraftpåkjenning i avstand d fra opplegg
V_{Rd}	Skjærstrekkapasitet
$V_{Rd,max}$	Skjærtrykkapasitet
\emptyset	Diameter på slakkarmering

Latinske små bokstaver

b	Avstanden mellom kantdragerne på brua
b_f	Flensbredde
b_s/b_w	Stegets bredde
$c_0(z)$	Terrengformfaktor
c_{alt}	Nivåfaktor
Δc_{dev}	Tillegg til minste overdekning som tar hensyn til avvik
c_{dir}	Retningsfaktor; tar hensyn til vindens retning på brustedet
$\Delta c_{dur,\gamma}$	Tillegg til minste overdekning; tar hensyn til sikkerhet
c_e	Eksponeringsfaktor
c_{fi}	Krafftfaktor for vindpåkjenning på brudekket i i-retning
c_{min}	Minimum overdekning
$c_{min,b}$	Minste overdekning som følge av krav til heft
$c_{min,dur}$	Minste overdekning som følge av miljøpåvirkning
$c_{min,dur,\gamma}$	Tillegg for sikkerhet
c_{nom}	Nominell overdekning
c_{prob}	Sannsynlighetsfaktor; basert på en returperiode på 50 år
$c_r(z)$	Ruhetsfaktor; angir variasjon i stedsvindhastigheten
c_{season}	Årstidsfaktor; tar hensyn til årstidsvariasjonene på brustedet
d	Effektiv tverrsnittshøyde/Avstand fra strekkarmeringens tyngdepunkt til trykkrand
d_g	Største tilslagsstørrelse
d_{tot}	Total dybde på brua
f_{cd}	Betongens dimensjonerende trykkfasthet
f_{ck}	Betongens karakteristiske sylindertykkfasthet etter 28 døgn
f_{cm}	Betongens midlere sylindertykkfasthet
f_{ctd}	Betongens dimensjonerende strekkfasthet
$f_{ct,eff}$	Middelverdi for betongens strekkfasthet ved første opprissing
f_{ctm}	Middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet
$f_{ctk,0,05}$	Betongens karakteristiske fasthet, 5 % fraktilverdi

f_{pd}	Spennstålets dimensjonerende strekkfasthet
f_{pk}	Spennstålets karakteristiske strekkfasthet
$f_{p0,1k}$	Spennstålets karakteristiske 0,1 % strekkgrense
f_{yd}	Slakkarmeringens dimensjonerende flytegrense
f_{yk}	Slakkarmeringens karakteristiske flytegrense
h_0	Den effektive tverrsnittstykkelsen til en konstruksjonsdel
h	Tverrsnittets høyde
k_c	Faktor; tar hensyn til virkning av større overdekningskrav enn bestandighetskra
k_i	Koeffisient, faktor
k_l	Turbulensfaktor
k_h	Koeffisient som avhenger av h_0
k_p	Toppverdifaktor
k_r	Terrengruhetsfaktor
q_b	Midlere basisvindhastighetstrykk
q_{ik}	Karakteristisk jevnt fordelt last for teoretiske kjørebane
q_p	Topp hastighetstrykk
q_{rk}	Karakteristisk jevnt fordelt trafikklast for resterende område
s	Senteravstand/Koeffisient som avhenger av sementtypen
t_0	Betongens alder ved belastningstidspunktet
t	Tiden som vurderes
t_{ef}	Effektiv veggtykkelse
t_f	Flensens tykkelse
t_s	Betongens alder (i døgn) når uttørkingssvinnet starter
u	Omkrets av aktuelt betongtverrsnittet
$v_{b,0}$	Referansevindhastighet
v_b	Basisvindhastighet
$v_m(z)$	Stedsvindhastighet i høyde z over terreng
v_{min}	Minste skjærkraftkapasitet knyttet til hovedtrekkbrudd
$v_p(z)$	Vindkasthastigheten i høyde z over terreng

w_1	Bredden av en teoretisk kjørebane
w	Føringsavstand for trafikklast
w_k	Beregningsmessig rissvidde
w_{max}	Grenseverdi for beregningsmessig rissvidde
Δx	Lengde ved kontroll av skjærkapasitet mellom steg og flens
y	Avstanden til tverrsnittets nøytralakse
y_{eff}	Avstanden til nøytralaksen for tverrsnitt med effektiv flensbredde
z_0	Ruhetslengde
z	Overbygningens høyde over terreng/arm mellom kraftresultanter
z_{max}	Største høyde over terreng
z_{min}	Minste høyde over terreng

Små greske bokstaver

$\alpha_{1/2/3}$	Faktorer som tar hensyn til betydningen av betongfastheten
α	Vinkel
α_{cw}	Koeffisient som tar hensyn til spenningstilstanden i trykkgurten
$\alpha_{ds1/2}$	Koeffisienter som tar hensyn til sementtypen i betongen
α_{Qi}	Korreksjonsfaktor for trafikklast (punktlast)
α_{qi}	Korreksjonsfaktor for trafikklast (jevnt fordelt last)
α_{qr}	Korreksjonsfaktor for trafikklast (resterende område)
α_T	Temperaturutvidelseskoeffisient for betong
$\beta_{as,t}$	Faktor som tar hensyn til betraktningstidspunkt ved utvikling av autogent svinn
$\beta_c(t,t_0)$	Faktor som beskriver kryputvikling i betong ved angitt tidspunkt, t.
$\beta_{cc}(t)$	Koeffisient som avhenger av betongens alder, t
$\beta_{ds}(t,t_s)$	Faktor som beskriver svinnutviklingen i betongen ved et angitt tidspunkt, t, etter begynnelsen av uttørkingen
β_{fcm}	Faktor som tar hensyn til virkningen av betongfastheten på det normerte kryptallet
β_H	Faktor som tar hensyn til RH og h_0
β_{t0}	Faktor som tar hensyn til påvirkningen av t_0 på normert kryptall

β_{RH}	Faktor; tar hensyn til den RH ved beregning av nominell svinntøyning
Υ	Partialfaktor
Υ_G	Partialfaktor for permanente påvirkninger, G
$\Upsilon_{G,j}$	Partialfaktor for permanent påvirkning, j
$\Upsilon_{Gj,sup}/\Upsilon_{Gj,inf}$	Partialfaktor for permanent påvirkning, j, ved beregning av øvre/nedre dimensjonerende verdier
Υ_m	Partialfaktor for materialeegenskaper
Υ_P	Partialfaktor for forspenningslaster
Υ_q	Partialfaktor for variable påvirkninger, tar hensyn til at påvirknings verdiene kan avvike fra representative verdier på en ugunstig måte
Υ_Q	Partialfaktor for variable påvirkninger, tar hensyn til modellusikkerhet og variasjon i dimensjoner
$\Upsilon_{Q,i}$	Partialfaktor for variabel påvirkning i ULS
$\epsilon_{c/p/s}$	Tøyning i de ulike materialene
ϵ_{ca}	Autogent svinn
$\epsilon_{ca,\infty}$	Endelig autogent svinn etter lang tid
$\epsilon_{cd,0}$	Nominelt uhindret uttørkingssvinn
ϵ_{cd}	Uttørkingssvinn
ϵ_{cs}	Total fri svinntøyning
ϵ_{cu}	Tøyningsgrense for trykk i betong
ϵ_{p0}	Initiell tøyningsdifferanse
ν_1	Reduksjonsfaktor for fasthet i opprisset betong grunnet skjær
ξ	Reduksjonsfaktor
η	Faktor som definerer den effektive fastheten i betongen
θ	Vinkel mellom betongtykkstaven og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften
λ	Faktor som definerer effektiv høyde for trykksone i betong
μ	Friksjonskoeffisient
ρ_l	Armeringsforhold for slakk/spennarmering
ρ	Lufttetthet
ρ_c	Densitet for betong

σ_c	Trykkspenningen i betongen
σ_{cp}	Trykkspenning i betongen fra aksialbelastning eller forspenning
σ_{p0}	Trykkspenning i betongen ved maksimal oppspenning
σ_p	Spenningen i spennarmeringen
σ_s	Spenningen i slakkarmeringen
ϕ_0	Nominelt kryptall
ϕ_{RH}	Faktor som tar hensyn til virkning av RH på nominelt kryptall
$\phi(t, t_0)$	Kryptall ved alder, t, etter belastning ved, t ₀
ψ_0	Faktor for kombinasjonsverdi for en variabel påvirkning
ψ_1	Faktor for variabel ofte forekommende last
ψ_2	Faktor for variabel tilnærmet permanent last
$\psi_{1,infq}$	Faktor for variabel sjeldent forekommende last
ω_N	Reduksjonsfaktor for jevnt fordelt temperaturandel i kombinasjon med temperaturdifferanse
ω_M	Reduksjonsfaktor for temperaturdifferanse i kombinasjon med jevnt fordelt temperaturandel

1 Innledning

Europeiske regelverk og Statens vegvesen sine håndbøker er essensielle for alle bruer i Norge. Bruer som bygges i dag må følge krav som stilles i disse regelverkene. De fleste bruene er spennarmerte på grunn av den allsidige bruken ved spennarmerte konstruksjoner. Fordelene med spennarmerte bruer er blant annet redusert tverrsnitttykkelse, økte spennvidder og reduserte rissdannelser ved at trykk påføres konstruksjonen. Spennarmeringen fører med seg egne regler for beregning og dimensjonering.

Oppgaven går ut på å prosjektere Nordøyvegen bru 3, som skal bygges som en del av et større fastlandsprosjekt for nordøyene i Haram kommune. Den består av syv spenn, og har en lengde på 200 meter. Det er et kjørefelt i hver retning i tillegg til gang- og sykkelbane. Brua skal bygges etter fritt frambygg metoden med ensidig utkraging. Formålet med prosjekteringen er å kontrollere tverrsnittets kapasitet i brudd- og bruksgrensetilstanden. Modellering og analyse av brua utføres i rammeprogrammet NovaFrame 5.

Fritt frambygg er en metode for bygging av broer hvor en bygger en fri utkrager ut fra en fast ende. Det er ingen annen understøttelse av broen under bygging. Den må derfor bære seg selv i uferdig stand. Dermed er dette et godt alternativ når fjorder og sund skal krysses. Til tross for denne åpenbare fordelene er det knyttet store utfordringer til prosjektering og bygging av slike bruer. Dette skyldes at utbyggingen deles inn i flere byggefaser som medfører at det blir ekstra mye å ta hensyn til med tanke på stadige endringer av last, tid og statisk system. Dette krever nøyaktighet og er arbeid som tar mye tid.

Det vil være nødvendig å gjennomføre et litteraturstudium, som vil gi et innblikk i hvordan spennarmerte bruer oppfører seg samt hvilke laster en brukonstruksjon skal dimensjoneres mot. Litteraturstudiet vil også omfatte europeiske standarder, norske vedlegg og Statens Vegvesens håndbøker, som brukes for å prosjektere og klassifisere bruer.

Analysen i denne rapporten omhandler kun brubanen og ikke søylene. I bruddgrensetilstand gjennomføres ulike tverrsnittskontroller. I lengderetning kontrolleres brua mot moment, torsjon, skjær- og aksialkraft. I tillegg gjennomføres det også enkle kontroller for skjærkraft og moment i tverretningen. I bruksgrensetilstand utføres kontrollberegninger for spenningsbegrensninger og rissvidder, i lengde- og tverretningen. Dimensjonering i brudd- og bruksgrensetilstand gjennomføres for kritiske snitt over søyle og i felt, og kontrolleres opp mot opptredene krefter hentet fra NovaFrame.

Rapporten innledes med en presentasjon av bru og dimensjoneringsgrunnlaget som innebærer bruas utforming, spesifikasjoner og lastene på brua. Deretter følger en gjennomgang av modellering i NovaFrame, og verifikasjon av analyseresultater. Resten av rapporten vil inneholde beregninger, kontroller og verifikasjon ved hjelp av programmet NovaFrame. Kontrollene vil bli gjort opp mot europeisk regelverk og Statens vegvesens håndbøker. Til slutt følger en endelig oppsummering og konklusjon.

2 Beregningsgrunnlag

Når en betongbru eller andre konstruksjoner skal prosjekteres, må beregningene baseres på ulike prosjekteringsregler, lastforskrifter og prosjekteringsstandarder.

Under følger en oversikt over dokumentene som danner grunnlag for prosjekteringen og beregningene av brua i denne oppgaven.

2.1 Standarder og regelverk

Standarder:

- NS-EN 1990:2002+NA:2008: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [1], og NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2016. Endringsblad A1 [2].
- NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger [3].
- NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster [4].
- NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termisk påvirkning [5].
- NS-EN 1991-2:2003+NA:2010: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer [6].
- NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger [7].
- NS-EN 1992-2:2005+NA:2010: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2: Bruer [8].

European Technical Approval (ETA):

- European Technical Approval, DYWIDAG Post-Tensioning, ETA-06/0022. Denne refereres heretter til som ETA-06/0022 [9].

Håndbøker:

- Håndbok N400. Bruprosjektering. Prosjektering av bruer, fergekaier og andre bærende konstruksjoner. Denne blir heretter kalt HBN400 [10].

2.2 Tegninger

I forbindelse med denne rapporten medfølger det byggetegninger tilgjengelig fra Statens Vegvesen. Disse finnes i Vedlegg J.

2.3 Analyseprogram

I analysene benyttes NovaFrame 5, Versjon 5-021. For verifisering av resultatene er FAP 2D blitt brukt. Alle beregninger som gjennomføres i rapporten føres inn i programmet Mathcad 3.1. Beregningene ligger som vedlegg i rapporten.

2.4 Materialer

I hovedsak er det betong, slakkarmering og spennarmering som er betraktet. I tillegg kommer rekkverk, slitelag, fuger og lignende, som er lagt på som last der det er relevant.

2.4.1 Betong

Betongen kvaliteten som benyttes er B45, og materialegenskapene til betongen er gjengitt i Tabell 1.

Tabell 1: Betongegenskaper

Betongegenskaper	B45	
Karakteristisk sylindertykkfasthet etter 28 døgn	f_{ck}	45 MPa
Dimensjonerende sylindertykkfasthet	f_{cd}	25,50 MPa
Karakteristisk sylindrestrekkfasthet	$f_{ctk,0,05}$	2,70 MPa
Dimensjonerende sylindrestrekkfasthet	f_{ctd}	1,53 MPa
Betongens midlere aksialstrekkfasthet	f_{ctm}	3,80 MPa
Materialfaktor for betong (ULS)	γ_c	1,50
Elastisitetsmodul for betong	E_{cm}	36 000 MPa
Tyngdetetthet uarmert betong	$\rho_{c,uarmert}$	25 kN/m ³
Tyngdetetthet armert betong	$\rho_{c,armert}$	25 kN/m ³

2.4.2 Slakkarmering

Slakkarmeringen er av type B500NC, og materialegenskapene er gjengitt i Tabell 2.

Tabell 2: Egenskaper slakkarmering

Egenskaper slakkarmering	B500NC	
Karakteristisk flytegrense	f_{yk}	500 Mpa
Dimensjonerende flytegrense	f_{yd}	434,8 Mpa
Materialfaktor for slakkarmering (ULS)	γ_s	1,15
Elastisitetsmodul for armeringsstål	E_s	200000 Mpa

2.4.3 Spennarmering

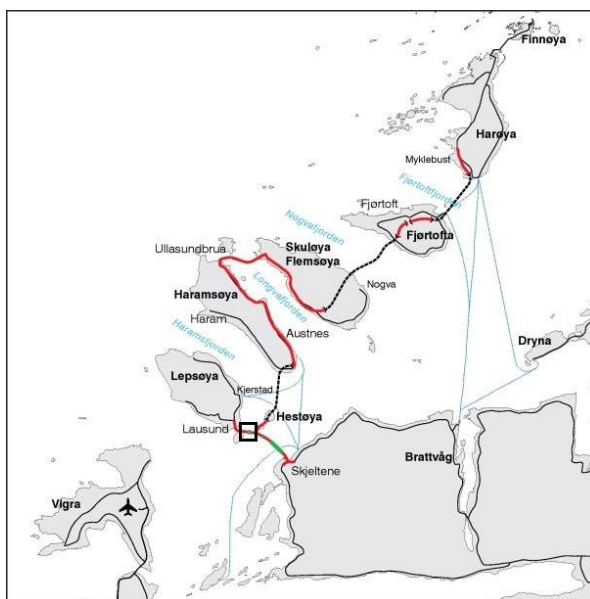
Spennarmeringen som benyttes i brua er av typen DYWIDAG 6819 i ETA-06/0022 [11]. Tallet 6 står for nominell taudiameter, som her er lik 0,6 inches. Tallet 8 er en intern kode, og tallet 19 antall tau per kabel.

Tabell 3: Egenskaper spennarmering

Egenskaper spennarmering	DYWIDAG 6819	
Areal per kabel (19*150)	A_p	2850 mm ²
Karakteristisk strekkfasthet	f_{pk}	1860 MPa
Karakteristisk strekkfasthet 0,1 % - grense	$f_{p0,1k}$	1640 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet 0,1 % - grense	f_{pd}	1426 MPa
Materialfaktor for spennarmering (ULS)	γ_s	1,15
Elastisitetsmodul for spenntau	E_p	195000 MPa
Relaksasjonsklasse, lav-relaksasjonsstål	Klasse	2
Kabelkraft ved forankring, etter låsing		3973 kN

2.5 Nordøyvegen bru 3

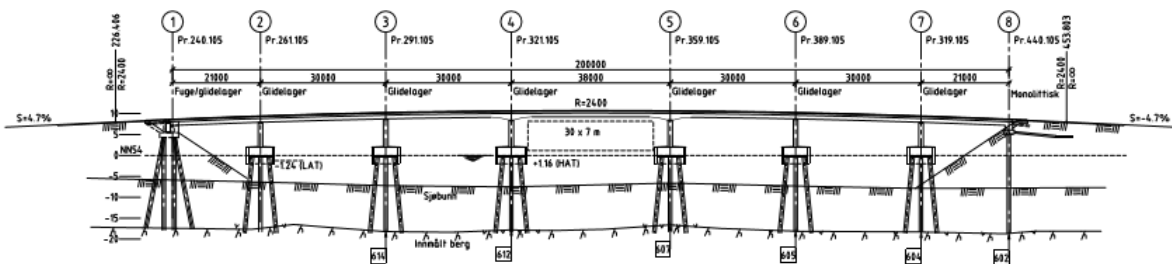
Nordøyvegen er et større prosjekt som vil gi fast veisamband til Lepsøya, Haramsøya, Skuløya/Flemsøya og Fjørtofta i Haram kommune, i tillegg til Harøya og Finnøya i Sandøy kommune i Møre og Romsdal. Prosjektet omfatter fire fjordkryssninger og opprusting/omlegging av nåværende hovedveier på øyene til tofelts veinormalstandard.



Figur 1: Geografisk plassering av Nordøyvegen bru 3

Nordøyene er i dag trafikkert av to fylkesveifergesamband og en hurtigbåt. Nordøyvegen vil gi fastlandsforbindelse for rundt 2900 mennesker. Hele prosjektet er antatt ferdig i 2021. Nordøyvegen bru 3 er en av tre bruene som skal bygges i prosjektet [22].

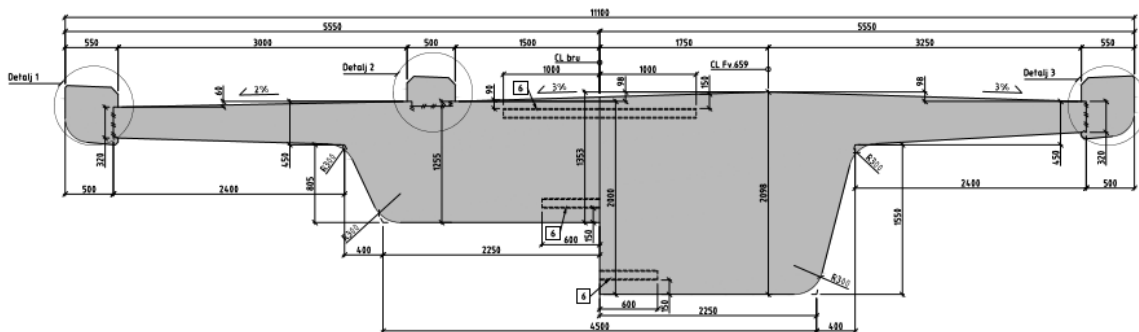
Nordøyvegen bru 3 skal bli en 200 meter lang plasstøpt og etteroppspent bjelke/platebru. Det er et kjørefelt i hver retning i tillegg til gang- og sykkelbane. Brua skal bygges etter fritt frambygg metoden med ensidig utkraging. Den skal bestå av syv spenn og tilhørende syv byggefaser. Største spenn blir på 38 meter og den har en svak vertikalkurvatur på 2400 meter. Seilingshøyden er satt til syv meter under midtspennet. Den er fastholdt i akse 8, mens resten av søylene og landkar i akse 1 er glidelagre.



Figur 2: Lengdesnitt av bru

2.5.1 Tverrsnitt

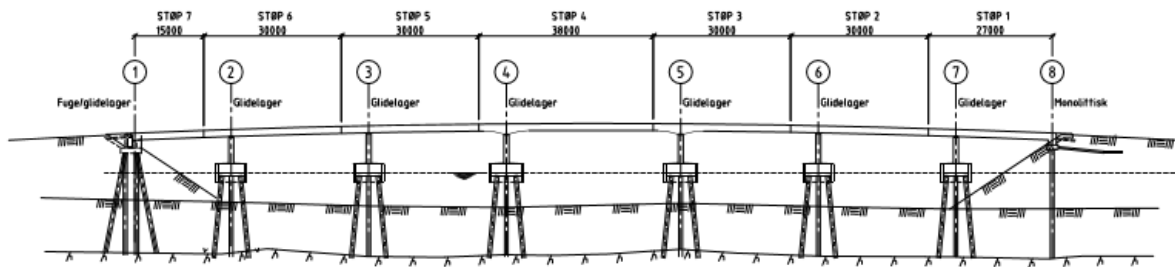
Tverrsnitt med aktuelle mål er gitt i Figur 3. Inkludert rekkverk og kantdragere har brua en total bredde på 11.1 meter. Tverrsnittshøyden er foreløpig satt til 1,353 meter, bortsett fra over støttene i akse 4 og 5 der tverrsnittshøyden er 2,098 meter, og skal sammen med armeringsmengde kontrolleres i oppgaven.



Figur 3: Tverrsnittsmål

2.5.2 Byggefaser

Fritt frambygg er en metode for bygging av bruer hvor en bygger en fri utkrager ut fra en fast ende. Det er ingen annen understøttelse av broen under bygging. Den må derfor bære seg selv i uferdig stand. Dermed er dette et godt alternativ når fjorder og sund skal krysses. Til tross for denne åpne fordelen er det knyttet store utfordringer til prosjektering og bygging av slike bruer. Dette skyldes at utbyggingen deles inn i flere byggefaser som medfører at det blir ekstra mye å ta hensyn til med tanke på stadige endringer av last, tid og statisk system. De forskjellige byggefaserne er illustrert i Figur 4.



Figur 4: Byggefaser

3 Armering

3.1 Overdekningskrav

Overdekningskrav for armering i bruer er avhengig av miljøforhold. Eksponeringsklassen bestemmes etter hva slags antatt miljøforholdforhold betongen utsettes for. Ved gitt eksponeringsklasse medfølger krav om overdekning. Eksponering for klorider kan føre til armeringskorrosjon. Karbonatisering kan føre til lavere pH i betongen som igjen fører til korrosjon i armering. Andre mekanismer som kan eksponere armering og øke de to foregående effektene er frostnedbryting og alkalireaksjon. Derfor er det nødvendig med en hensiktsmessig overdekning slik at konstruksjonen skal kunne stå ut sin levetid.

I tegningene gitt i Vedlegg J, er eksponeringsklassene bestemt. De er XS3 for undersiden og XD1 for oversiden av bruplaten. I HBN400 punkt 7.4.1 henvises det til tabell 7.2 der minimums overdekning for underside settes til 100 mm og 60 mm for oversiden. Ihht. punkt 7.4.3 er tillat avvik ± 15 mm. Fra EK2 tabell NA.4.2 og NA.4.4N bestemmes minste overdekning for slakkarmering til:

- Overside: $c_{\text{nom}} = c_{\text{min,dur}} + \Delta c_{\text{dev}} = 60\text{mm} + 15\text{mm} = 75\text{mm}$
- Underside: $c_{\text{nom}} = c_{\text{min,dur}} + \Delta c_{\text{dev}} = 100\text{mm} + 15\text{mm} = 115\text{mm}$

For spennarmering brukes tabell NA.4.2 i EK2 1-1 og punkt 7.4.2 i HB N400. Minste overdekning bestemmes til:

- Overside: $c_{\text{nom}} = c_{\text{min,dur}} + \Delta c_{\text{dev}} = 60\text{mm} + 20\text{mm} = 80\text{mm}$
- Underside: $c_{\text{nom}} = c_{\text{min,dur}} + \Delta c_{\text{dev}} = 100\text{mm} + 20\text{mm} = 120\text{mm}$

Senteravstand mellom spennarmeringskabler skal i henhold til EK2-1-1: 8.10.1.1(1) være slik at utstøping og komprimering av betongen kan utføres på en tilfredsstillende måte. Minimum frie avstand mellom kabelkanalene, både horisontalt og vertikalt, er gitt i Figur 8.15 i EK2-1-1: 8.10.1.3. Og alle kablene er godt over dette minimumskravet.

3.2 Generelt om spennarmering

De fleste bruene er spennarmert på grunn av den allsidige bruken ved spennarmerte konstruksjoner. Fordelene med spennarmerte bruer er blant annet redusert tverrsnitttykkelse, økte spennvidder og reduserte rissdannelser ved at trykk påføres konstruksjonen. Spennarmeringen fører med seg egne regler for beregning og dimensjonering.

Spennarmering legges inn i betong for å påføre betongen en trykkspenning med størrelse og fordeling slik at de ytre kreftene til en viss grad motvirkes. Det vil være ideelt at spennarmeringen har lik form som momentforløpet som kommer av ytre laster. På denne måten vil stålets strekkfasthet utnyttes maksimalt, og kreftene fra spennarmeringen overføres som trykkrefter til betongen. [12]

Spennarmering kan forspennes på to måter, før- og etteroppspenning. Ved føroppspenning spennes armeringen opp, ved hjelp av en jekk, mellom motholdskonstruksjoner. Deretter støpes betongen omkring spennarmeringen slik at blir god heft mellom materialene. Når

betongen har oppnådd tilstrekkelig fasthet kappes spennarmeringen, og kreftene fra armeringen overføres som trykkrefter til betongen. Førøppspenning brukes hovedsakelig ved produksjon av betongelementer, hvor fabrikken har permanente spennbenker med nødvendig motholdskonstruksjoner. [12]

Ved etterøppspenning må armeringen ligge i utsparingskanaler i den ferdigstøpte betongen med forankringer på begge sidene. Forankringene kan være passive eller aktive. Det er vanlig å sette et passivt anker i den ene enden og et aktivt anker i den andre, men det er også mulig med to aktive ankere. Spennarmeringen spennes opp med en jekk i det aktive ankeret, der betongkonstruksjonen selv brukes som mothold. Siden trykkraften overføres direkte til betongkonstruksjonen, vil betongen påføres en trykktøyning samtidig som spennarmeringen strekkes. For å skape heft mellom spennarmeringen og betongen injiseres en sementbasert mørtel inn i utsparingskanalene. Da vil tøyningendringene i betong og armering være kompatible og konstruksjonen vil oppføre seg likt som en førøppspent konstruksjon. Etterøppspenning benyttes gjerne ved store plasstøpte konstruksjoner, slik som bruer og store rammekonstruksjoner. [12]

3.3 Slakkarmering

Det er vanlig å legge inn minimumsarmering i beregningene ved innledende analyse for så å øke ved behov. For alle lastvirkninger bortsett fra skjærstrekk i lengderetning og risstorsjonsmoment er det tilstrekkelig med minimum slakkarmering. All slakkarmering er beregnet i Vedlegg A og H, og en oversikt finnes i Tabell 13.

4 Laster

4.1 Permanente laster

Permanente laster er laster som er konstante over det tidsrom som betraktes. Laster som omtales som permanente er egenlast, tyngden av permanent utstyr og ballast som ikke kommer til å bli fjernet, jordtrykk og permanent vanntrykk. Jordtrykk og vanntrykk er laster som påvirker søylene og neglisjeres her.

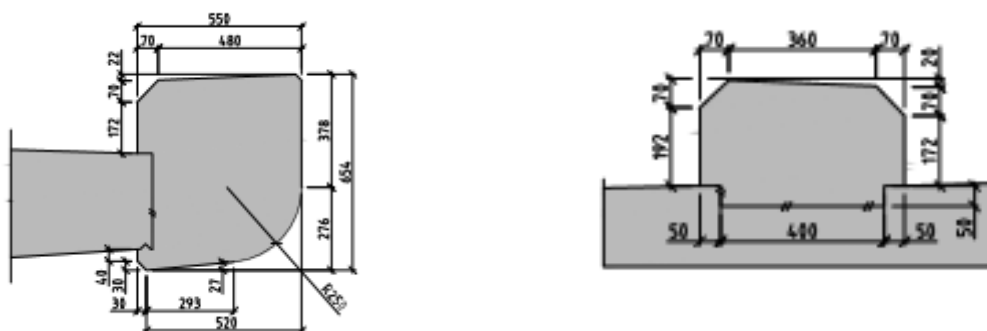
4.1.1 Egenlast tverrsnittsareal

Alle permanente deler av konstruksjonen og deres tyngde regnes som egenlast. I denne oppgaven er det valgt å bruke en tyngdetetthet for spennarmert betong lik 25 kN/m^3 . Brua har noe varierende tverrsnittsareal og vil gi varierende egenvekt over bruas lengde.

Tverrsnittsarealet for 90% av bruas lengde er $8,345 \times 10^6 \text{ mm}^2$ og egenlasten blir $208,6 \text{ kN/m}$. Resten av tverrsnittet vil variere, men med en største egenlast på $1,192 \times 10^7 \text{ mm}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 298 \text{ kN/m}$.

4.1.2 Egenlast kantdragere, rekkverksskinne og rekkverk

Geometrien på kantdragerne og rekkverksskinnen er vist i Figur 5. Geometrien blir konservativt forenklet i beregningene og egenvekten på kantdragerene beregnes til $0,654\text{m} \times 0,520\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 8,5 \text{ kN/m}$. Egenvekten på rekkverksskinnen blir $0,272\text{m} \times 0,500\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3,4 \text{ kN/m}$. Rekkverket skal utformes ihht. Håndbok N101 og Håndbok V161. Lasten fra rekkverket er satt til $1,0 \text{ kN/m}$.



Figur 5: Geometri av kantdragere og rekkverksskinne

4.1.3 Belegning

Ifølge HB N400: 5.2.2.2, skal dimensjonerende belegningsvekt skal alltid inkluderes i egenlasten. Kravene er gitt i HB N400: Tabell 5.2, og for denne bru med en spennvidde på mindre enn 50m vil dimensjonerende belegningsvekt være $3,5 \text{ kN/m}^2$ for kjørebanelen. I tillegg skal fortau over vegbruer dimensjoneres for en belegningsvekt på minimum $1,5 \text{ kN/m}^2$. For denne brua skal den settes til $2,0 \text{ kN/m}^2$, men settes lik lasten for kjørebanelen for å forenkle modelleringen i Novaframe. Dette gir en dimensjonerende last på $9,5\text{m} \times 3,5 \text{ kN/m}^2 = 33,25 \text{ kN/m}$. Denne lasten legges inn i Novaframe som en sentrisk jevnt fordelt last.

4.2 Variable laster

Laster som varierer i tid og varighet kalles variable laster. Laster som defineres som variable er blant annet temperaturlast, trafikklaster, vindlast, snølast, islast og jordskjelv. I underkapitlene som følger vil de variable lastene som er aktuelle for denne oppgaven bli gjennomgått.

4.2.1 Temperaturlast

Temperaturlast karakteriseres som en variabel naturlast, og skyldes naturforhold og opptrer periodevis.

De termiske lastene er beregnet i henhold til NS-EN 1991-1-1-5:2003+NA:2008:Eurocode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termiske påvirkninger, fra nå av referert som EK1-1-5. Alle beregningene er gjort med støtte i HB N400.

Påvirkningen fra temperatur deles inn i følgende deler: jevnt fordelt temperaturandel, vertikalt og horisontalt varierende temperaturandel. I henhold til punkt 6.1.4.3(1) i EK1-1-5 antas det at brua blir jevnt eksponert for sollys, dermed kan horisontal temperaturgradient neglisjeres.

I henhold til EK1-1-5: NA.6.1.1(1) klassifiseres denne brua, som brutype 3, da den er en bjelke/platebru i betong. Temperaturvirkningene for Haram kommune er hentet fra isothermkartene på Figur NA. A1 og NA. A2 i EK1-1-5.

$$T_{\max}=32\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\min}=-20\text{ }^{\circ}\text{C}$$

Temperaturene baserer seg på maksimum og minimum verdier med en returperiode på 50år målt i skyggen per år.

4.2.1.1 Jevnt fordelt temperaturandel

Verdier for laveste og høyeste jevnt fordelte temperaturandelen $T_{e,\min}$ og $T_{e,\max}$ for brua bestemmes i henhold til EK1-1-5:NA.6.1.3.1(4) og figur NA.6.1. På brua får vi følgende verdier:

$$T_{e,\max}=T_{\max} - 3^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,\min}=T_{\min} + 8^{\circ}\text{C}$$

Temperaturendringene vil medføre at bruaplaten får en kontraksjon eller en ekspansjon i lengderetningen. De karakteristiske verdiene for temperaturendringer på grunn av jevnt fordelt temperaturandel beregnes etter EK1-1-5: 6.1.3.3(3), initialtemperaturen, T_0 , settes lik $10\text{ }^{\circ}\text{C}$. Vi får da følgende verdier for jevnt temperaturandel:

$$\Delta T_{N,\text{con}}=T_0-T_{e,\min}=10-(-12)=22^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}}=T_{e,\max}-T_0=29-10=19^{\circ}\text{C}$$

4.2.1.2 Vertikalt lineært varierende temperaturandel

Den vertikalt lineært varierende temperaturandelen gir en temperaturredifferanse over bruas tverrsnitthøyde. Temperaturdifferansen fører til at brudekke får en krumning, dette fører til momentkrefter langs brudekket. Tabell NA.6.1 i EK1-1-5 gir verdier for den vertikale

temperaturdifferanseandelen. $\Delta T_{M,heat}$ representerer tilfellet der oversiden er varmere enn undersiden, og $\Delta T_{M,cool}$ tilfellet der oversiden er varmere enn oversiden. Siden brua har en beleggykkelse på mer enn 50mm må den multipliseres med faktor K_{sur} fra tabell NA.6.2 som tar hensyn til belegningstykkelsen. Har en belegningstykkelse som er 92mm på brua, interpolerer derfor med hjelp av verdier fra tabell NA.6.2. Ikke-lineær temperaturandel neglisjeres i denne oppgaven.

$$K_{sur}(92) = 0,7 + \left(\frac{1-0,7}{100-50}\right) * (100-92) = 0,748$$

$$\Delta T_{M,heat} = 15 \text{ °C} * 0,748 = 11,22 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 8 \text{ °C} * 0,748 = 5,984 \text{ °C}$$

4.2.1.3 Samtidighet av jevnt fordelt temperaturandel og temperaturdifferanse

I henhold til EK1-1-5: 6.1.5 må det tas hensyn til virkningen av samtidighet av den jevnt fordelte temperaturandelen og en lineær temperaturdifferanse i brua.

Lastene grupperes i lastkombinasjoner etter EK1-1-5: 6.1.5(1), og vil gi totalt åtte kombinasjoner der den ugunstigste virkningen blir dimensjonerende for brua.

Formlene fra EK1-1-5: 6.1.5(1) er som følger:

$$\Delta T_{M,heat}(\text{eller } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N * \Delta T_{N,exp}(\text{eller } \Delta T_{N,con})$$

eller

$$\omega_M * \Delta T_{M,heat}(\text{eller } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp}(\text{eller } \Delta T_{N,con})$$

I henhold til EK1-1-5: NA. 6.1.5(1), settes reduksjonsfaktorene lik, $\omega_N = 0,35$ og $\omega_M = 0,75$.

Lastkombinasjonene som benyttes ved videre analyse av brua, plottes manuelt som lastkombinasjoner i NovaFrame.

$$\text{Kombinasjon nummer 1: } \Delta T_{M,heat} + \omega_N * \Delta T_{N,exp} = 11,22\text{°C} + 0,35 * 19\text{°C} = 17,87\text{°C}$$

$$\text{Kombinasjon nummer 2: } \Delta T_{M,heat} + \omega_N * \Delta T_{N,con} = 11,22\text{°C} + 0,35 * 22\text{°C} = 18,92\text{°C}$$

$$\text{Kombinasjon nummer 3: } \Delta T_{M,cool} + \omega_N * \Delta T_{N,exp} = 5,984\text{°C} + 0,35 * 19\text{°C} = 12,634\text{°C}$$

$$\text{Kombinasjon nummer 4: } \Delta T_{M,cool} + \omega_N * \Delta T_{N,con} = 5,984\text{°C} + 0,35 * 22\text{°C} = 13,684\text{°C}$$

$$\text{Kombinasjon nummer 5: } \omega_M * \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp} = 0,75 * 11,22\text{°C} + 19\text{°C} = 27,415\text{°C}$$

$$\text{Kombinasjon nummer 6: } \omega_M * \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con} = 0,75 * 11,22\text{°C} + 22\text{°C} = 30,415\text{°C}$$

$$\text{Kombinasjon nummer 7: } \omega_M * \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp} = 0,75 * 5,984\text{°C} + 19\text{°C} = 23,488\text{°C}$$

$$\text{Kombinasjon nummer 8: } \omega_M * \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con} = 0,75 * 5,984\text{°C} + 22\text{°C} = 26,488\text{°C}$$

4.2.2 Trafikklast

Trafikklast er vertikale og horisontale laster på kjørebane, gangbane, skulder og midtdeler som skyldes fotgjengere og kjøretøy. Til beregning av trafikklast brukes NS-EN 1991-2:2003+NA:2010: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer.

Heretter kalt EK1-2. Lastmodellene i kapittel 4 i EK1-2 bør bli brukt på bruer kortere enn 200m. Nordøyvegen bru 3 er akkurat 200m. Ifølge EK1-2: 4.1 Merknad 1 så vil Lastmodell 1 være konservativ for bruer over 200m. Derfor er det besluttet å gå videre med disse modellene.

Trafikkklaster plasseres på brua i den mest ugunstige stilling i lengde- og tverretning innenfor tilgjengelig føringsbredde. Føringsbredden er den minste av:

- avstanden mellom skulderkanter.
- avstand mellom en av skulderkantene og høy kant, rekkverkskinne eller annen fysisk hindring.
- avstanden mellom to høye kanter, rekkverkskinner eller annen fysisk hindring.

I dette tilfellet vil føringsbredden være 6.5m som tilsvarer bredden fra skulderkant til rekkverkskinnen som deler vei fra gang og sykkelbane.

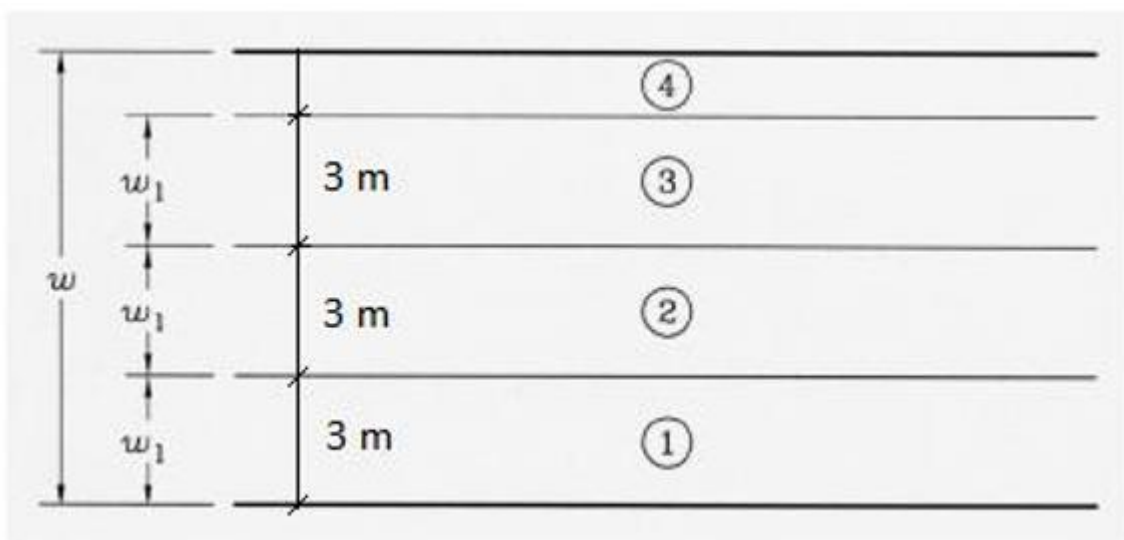
4.2.2.1 Vertikale krefter

Det defineres fire lastmodeller for vertikale trafikkklaster i EK1-2: 4.3.1:

- Lastmodell 1 (LM1): Representerer et trafikkbilde som dekker det meste av effekten som kommer fra lastebiler og vanlige kjøretøy. Modellen har en jevnt fordelt last og en konsentrert last som er gitt som en dobbel akslingslast. Modellen tar høyde for køtrafikk og trafikk med høy andel tunge kjøretøy. Denne modellen bør brukes for generelle og lokale kontroller.
- Lastmodell 2 (LM2): Representerer tunge kjøretøy og den dynamiske virkning på brua de gir. Modellen har en akslingslast plassert på spesifikke områder hvor dekkene danner kontakt med underlaget, som representerer den dynamiske effekten fra normal trafikk på korte konstruksjonselementer.
- Lastmodell 3 (LM3): Representerer tunge spesialkjøretøy. Modellen har et sett av aksellaster og benyttes til generell og lokal verifikasjon.
- Lastmodell 4 (LM4): Representerer belastning i form av menneskemengder. Modellen består av en jevnt fordelt last, som også inkluderer dynamisk respons.

4.2.2.1.1 Beregning av vertikale krefter Lastmodell 1:

Veibanen deles inn i teoretiske kjørebener med en bredde på 3m (se Figur 6). Dette gir to teoretiske kjørebener og ett restområde på 0.5m.



Figur 6: Inndeling av teoretiske kjørebener

Den konsentrerte lasten er ment som en boggilast, det vil si to aksellaster i tandem med et gitt hjultrykksareal på 0,4 x 0,4 m. Det skal kun tas med en hel boggilast per teoretiske kjørebane, hvor hver aksel har følgende last:

- $\alpha_Q \cdot Q_k$, hvor α_Q er korreksjonsfaktor.

Jevnt fordelte laster, får følgende last per kvadratmeter:

- $\alpha_q \cdot q_k$, hvor α_q er korreksjonsfaktor

EK1-2: NA. 4.3.2, gir følgende korreksjonsfaktorer:

$$\alpha_Q = 1,0 \quad \alpha_{q1} = 0,6 \quad \alpha_{qi} = 1,$$

Tabell 4: Opptredende laster Lastmodell 1

Teoretisk kjørebane	Aksel laster Q_{ik} (kN)	Jevnt fordelt last q_{ik} (kN/m ²)
Kjørebane 1	300	9
Kjørebane 2	200	2,5
Resterende område	0	2,5

Fra Tabell 4, og korreksjonsfaktorer gitt i EK1-2, gir det følgende størrelser på punktlast og jevnt fordelt last pga. LM1:

Tilfelle 1: Kun last i kjørefelt 1:

- Konsentrert last: 300 kN
- Jevnt fordelt last: 16,2 kN/m

Tilfelle 2: Last i felt 1+2:

- Konsentrert last: 300 kN + 200 kN = 500 kN.
- Jevnt fordelt last: 16,2 kN/m + 2,5 kN/m² x 3 m = 23,7 kN/m.

Tilfelle 3: Last i begge felt, inkludert restarealet:

- Konsentrert last: 500kN.
- Jevnt fordelt last: 23,7 kN/m + 2,5 kN/m² x 0,5 m = 24,95 kN/m.

Beregning av e_{min} og e_{maks} for felt 1, 2 og 3:

Med en føringsbredde på 6,5 m, og w1 lik 3m, gir det 0,5 meter gjenstående bredde. Bredden av brua er 10m. Halve bredden kalles her B. Grunnet gang og sykkelvei på venstre side påføres lastene på høyre side. I Novaframe vil dette gi positivt fortegn.

$a = 0,5$ meter (avstand mellom hjullast til skulder/kjørefeltkant). $b = 2,0$ meter (avstand mellom hjullaster)

Felt 1:

$$E_{\min,1} = B - a = 5\text{m} - 0,5\text{m} = 4,5\text{m}.$$

$$E_{\max,1} = e_{\min,1} - b = 4,5\text{m} - 2\text{m} = 2,5\text{m}.$$

Felt 2:

$$E_{\min,2} = e_{\max,1} - 2 \times a = 2,5\text{m} - 2 \times 0,5\text{m} = 1,5\text{m}.$$

$$E_{\max,2} = E_{\min,2} - b = 1,5\text{m} - 2\text{m} = -0,5\text{m}.$$

Gjenstående bredde:

-1m til -1,5m

4.2.2.1.2 Beregning av vertikale krefter Lastmodell 2:

Her blir det bare beregnet en enkel akslingslast, $\beta_Q \times Q_{ak}$, hvor $\beta_Q = 1,0$ og $Q_{ak} = 400$ kN. Denne lasten plasseres vilkårlig på kjørebanelen, og kontaktflatene av hvert hjul er begrenset til et areal på $0,35\text{m} \times 0,6$ m. Akslingslasten kan fordeles på to flater, og hver av disse belastes med en last lik 200 kN. LM2 vil ikke gi store krefter i lengderetningen, men for tverrretningen på brua vil det gi bidrag i form av torsjon.

4.2.2.1.3 Beregning av vertikale krefter Lastmodell 3:

Lastmodell 3 er for spesialkjøretøy som f.eks. dumper o.l. og bestemmes ut for hvert enkelt prosjekt. Det er valgt å neglisjeres i denne oppgaven.

4.2.2.1.4 Beregning av vertikale krefter Lastmodell 4:

Brua er en fastlandsforbindelse til Lepsøya med et innbyggertall på 360 personer (2004), og det er derfor lite sannsynlig at brua vil benyttes av store folkemengder. Dimensjonering i forhold til folkemengder gjøres kun i spesielle tilfeller og det er derfor besluttet å utelate denne modellen fra oppgaven.

4.2.2.2 Horisontale krefter

Med horisontale krefter menes bremsekrefter, akselerasjonskrefter, sentrifugalkrefter og tverrkrefter. Horisontale trafikklaster kan ikke opptre alene, de opptrer samtidig med de tilhørende vertikale trafikklaster. Sentrifugalkrefter vil ikke oppstå i dette tilfellet, da brua har en svak vertikal kurvatur på radius = 2400m (EK1-2: 4.4.2 Tabell 4.3).

4.2.2.2.1 Brems- og akselerasjonslast:

Bremselast, Q_{lk} , blir tatt opp som en langsgående kraft som virker på overflaten av kjørebanelen ihht. EK1-2: 4.4.1 (1)P

Den karakteristiske verdien av Q_{lk} , begrenses til 900 kN for den totale bredden av broen, og skal bli kalkulert som en brøkdel av den totale maksimum av de vertikale laster som hører til lastmodell 1 påført bane 1, og kan regnes som ut fra EK1-2: 4.4.1 (2):

$$Q_{lk} = 0,6 \times \alpha_{Q1}(2 \times Q_{Ik}) + 0,1 \times \alpha_{q1} \times q_{lk} \times w_1 \times L = 684 \text{ kN}$$

Dette gir en stripelast på 3.42 kN/m.

Brua har et fastlager i akse 8 som vil ta all bremse- og akselerasjonslast. Alle søylene har glidelagre og vil ikke ta opp krefter i bruas lengderetning. Derfor vil hele brulengden benyttes ved beregning.

Akselerasjonskraften har samme størrelse, men er motsatt rettet som bremsekraften, EK1-2: 4.4.1 (5).

Tverkkrefter er sideveis virkning av skjev oppbremsing og akselerasjon. Kraften opptrer samtidig som bremsekraften og akselerasjonskraften og settes lik $Q_{\text{trk}} = 0,25 \times Q_{\text{lk}}$. I dette tilfellet blir $Q_{\text{trk}} = 171 \text{ kN}$. Dette gir en stripelast på $0,855 \text{ kN/m}$.

4.2.3 Vindlast

Vindlastene på broa i denne oppgaven er beregnet ihht. NS-EN 1991-1-4: 2005+NA:2009: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Almenne laster, Vindlaster (EK1-1-4) og Håndbok N400. Fullstendige beregninger av vindlastene finnes i Vedlegg C. Her presenteres nøkkeltall, forenklinger som er gjort og resultatene kommenteres.

Vindkrefter i X- og Z-retningen og Y- og Z-retningen antas å kunne virke samtidig. Kraftene i X- retningen er valgt å neglisjeres ved videre analyser. Begrunnelsen for dette er at bidrag fra kreftene i X-retning blir minimale med hensyn på horisontalbøyning, da denne broa har et massivt tverrsnitt.

Vindlast på brukonstruksjoner bestemmes etter følgende vindlastklasser definert i Håndbok N400:

- Vindlastklasse I: Omfatter brukonstruksjoner med ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind. Dette innebærer alle bruer, hvor høyeste egensvingeperiode er $< 2 \text{ s}$. Brutyper som ofte plasseres i denne klassen er platebruer, bjelkebruer i betong eller stål, samvirkebruer, fagverksbruer, fritt frambyggbruer i ferdigtilstand, hvelvkonstruksjoner.
- Vindlastklasse II: Omfatter brukonstruksjoner med dynamisk lastvirkning fra vind som ikke kan neglisjeres. Det vil si alle brukonstruksjoner hvor én av følgende er oppfylt:
 - høyeste egensvingeperiode er $\geq 2 \text{ s}$ og spennvidden er $< 300 \text{ m}$
 - høyeste egensvingeperiode er $< 2 \text{ s}$ og spennvidden er $\geq 300 \text{ m}$Brutyper som ofte plasseres i denne klassen er fritt frambyggbruer i byggetilstand, slanke søyler og tårn i byggetilstand, henge- og skråstagbruer med begrenset spennvidde.
- Vindlastklasse III: Omfatter brukonstruksjoner med stor dynamisk lastvirkning fra vind. Det vil si bruer hvor to av følgende betingelser er oppfylt:
 - høyeste egensvingeperiode er $\geq 2 \text{ s}$
 - spennvidden er $\geq 300 \text{ m}$Brutyper som ofte plasseres i denne klassen er henge- og skråstagsbruer, samt kabler og slanke staver i fagverksbruer.

Ifølge EK1-1-4: 8.2(1), merknad 3, så kan den dynamiske lastvirkningen neglisjeres for bruer med spenn mindre enn 40m. Brua i denne oppgaven plasseres derfor i Vindlastklasse I, fordi lengste spenn er på 38m og er av typen bjelke/platebru.

4.2.3.1 Vindlast uten trafikk

Referansevindhastigheten er hentet fra Tabell NA.4(901.1) i EK1-1-4 og er på 30 m/s i Haram kommune, men ifølge merknad er disse verdiene basert på en returperiode på 50 år og terrengkategori II. Denne brua befinner seg i terrengkategori 0 og derfor skal referansevindhastigheten økes med 30%. Da blir den endelige referansevindhastigheten:

$$v_{b,0} := 1.3 \cdot 30 = 39 \quad \frac{m}{s}$$

Denne vindhastigheten må transformeres til jevnt fordelte laster. Og da blir neste steg å finne basisvindhastigheten. Ifølge EK1-1-4 NA.4.2(2)P, skal referansevindhastigheten multipliseres med fire faktorer for å finne basisvindhastigheten. Disse er c_{dir} , c_{season} , c_{alt} og c_{prob} . Disse faktorene tar hensyn til henholdsvis vindretning, årstidsvariasjoner, nivåforskjell og sannsynlighet for overskridelse. Denne rapporten tar ikke hensyn til vindkrefter i konstruksjonsfasen og c_{prob} blir derfor 1.0. Og med resterende faktorer lik 1.0 blir basisvindhastigheten:

$$v_b := c_{dir} \cdot c_{alt} \cdot c_{season} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} = 39 \quad \frac{m}{s}$$

Videre beregnes stedsvindhastigheten som tar hensyn til terrengets ruhet og form. Ifølge EK1-1-4: 4.3.1, skal basisvindhastigheten multipliseres med to faktorer for å finne stedsvindhastigheten. Disse er $c_0(z)$ og $c_r(z)$ som tar hensyn til terrengformen på området og terrengruhet. $c_0(z)$ blir satt til 1.0, mens $c_r(z)$ beregnes til 1.298 med terrengkategori 0. Stedsvindhastigheten blir da:

$$v_{m,z} := c_{r,z} \cdot c_{0,z} \cdot v_b = 50.617 \quad \frac{m}{s}$$

Vindkasthastighetstrykket transformerer stedsvindhastigheten til å være en toppverdi for det vindtrykket som virker på bruas høyeste punkt. Ved beregning i henhold til EK1-1-4: NA.4.5(1) blir vindkasthastighetstrykket:

$$q_p := 0.5 \cdot p \cdot v_{m,z}^2 \cdot (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_{v,z}) = 2.983 \cdot 10^3 \quad Pa$$

For å finne vindkraften gitt som N/m multipliseres vindkasthastighetstrykket med lufttetthet, vindlastfaktor og relevante tverrsnittsdata. Siden det ikke er nødvendig med en dynamisk responsberegning på brua brukes den forenklete metoden gitt i EK1-1-4 punkt 8.3.2(1), 8.3.3(1) og 8.3.4(1). Dette gir følgende tre vindlaster i x,y og z retning:

$$F_{wx} := 0.5 \cdot p \cdot v_b^2 \cdot C_x \cdot A_{refx} = 8.144 \cdot 10^3 \quad \frac{N}{m}$$

$$F_{wy} := 0.25 \cdot F_{wx} = 2.036 \cdot 10^3 \quad \frac{N}{m}$$

$$F_{wz} := 0.5 \cdot p \cdot v_b^2 \cdot C_z \cdot A_{refz} = 2.98 \cdot 10^4 \quad \frac{N}{m}$$

Der p er lufttetthet, C er en vindlastfaktor og A_{ref} er et referanseareal. Kreftene er definert som N/m siden det er brukt en enhetslengde, $L=1m$, i A_{ref} formlene. F_{wz} defineres i både

positiv og negativ z- retning, og plasseres med en eksentrisitet fra brubanens senterlinje på bredde/4. Bredden blir, inkludert kantdragere og rekkverk, på 11.1m og eksentrisiteten blir da 2.775m.

4.2.3.2 Vindlast med trafikk

Når vind- og trafikklastene virker samtidig settes det en øvre grense for vindkasthastigheten på bruas høyeste punkt lik 35 m/s ihht. EK1-1-4: NA.8.1(4). Med utgangspunkt i den nye vindkasthastigheten beregnes et nytt basisvindkasthastighetstrykk. Dette trykket vil i tillegg til nye kraftfaktorer, danne grunnlaget for beregning av de resulterende vindkreftene med trafikklast på brua.

Tabell 5: Oppsummering vindkrefter

Vindkrefter	F _{wx} N/m	F _{wy} N/m	F _{wz} N/m
Uten medvirkende trafikk	8144	2036	29800
Med medvirkende trafikk	8718	2179	17590

4.3 Deformasjonslastene kryp og svinn

4.3.1 Generelt om kryp

Når betongen blir belastet, utsettes konstruksjonen for elastiske og uelastiske deformasjoner. Elastiske deformasjoner skjer umiddelbart etter at betongen utsettes for en gitt belastning, i henhold til Hookes lov. Uelastiske deformasjoner øker med tiden ettersom betongen utsettes for en vedvarende belastning. En uelastisk deformasjon, også kjent som kryp, øker ved en avtagende hastighet under belastningsperioden.

Ved trykkbelastning over lang tid vil betongen fortsette å trykkes sammen. Dette vil gi en volumendring av betongen som kalles kryp, og den tidsavhengige deformasjonen som oppstår kalles kryptøyning. Kryptøyningen avhenger både av lastnivå og varighet på lasten.

Kryptøyningen kan beregnes etter EK2-1-1: 3.1.4(3) og formelen:

$$\varepsilon(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_c}$$

Hvis betongens trykkspenninger ikke er større enn $0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$ der t_0 er betongens alder ved belastning. Kan det i henhold til EK2-1-1: 3.1.4(2) antas et lineært kryp i betongen. Ikke lineært kryp i betongen bør vurderes dersom betongens trykkspenning overskrider $0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$. I denne rapporten er det antatt et lineært kryp, og dermed beregnet kryptall i henhold til EK2-1-1: Tillegg B.1(1).

Kryptallet, $\varphi(\infty, t_0)$, er avhengig av dimensjon på tverrsnittet, sammensetning av betongen, relativ fuktighet og temperaturen til omgivelsene. I denne rapporten er det antatt benyttet sementtype N, noe som tilsvarer høyfast sement.

For en nøyaktig beregning av kryptall ved et bestemt tidspunkt er det nødvendig å vite alderen til betongen i antall døgn ved belastning av konstruksjonen.

4.3.2 Beregningsmetoder for kryptøyning

I denne oppgaven ønsker vi og oppnå en bedre forståelse og kunnskap om beregning av kryptøyninger i betong. Det er viktig å ha kunnskap og forståelse for beregningsmetoder for kryptøyning, slik at analysen i NovaFrame blir gjort riktig. Grunn til dette er at innputdata må bli korrekt i henhold til den beregningsmetoden som benyttes av NovaFrame. På bakgrunn av dette vil det kort redegjøres for de tre vanligste beregnings-metodene for beregning av kryptøyning.

De tre vanligste beregningsmetodene for kryptøyning:

1. Effektiv E-modulmetode (EMM)
2. Metode med delkryp (RCM)
3. Metode med lineær superposisjon (LSM)

4.3.2.1 Effektiv E-modul metode

Metoden med å benytte en effektiv E-modul regnes som den enkleste metoden å bruke ved beregning av lineært kryp. Metoden er velegnet til håndberegninger, og av den grunn benyttes i stor grad i undervisning. Effektiv E-modul metoden er derfor godt kjent blant konstruktører, og på bakgrunn av dette regnes den for å være en av de mest benyttede metodene. Effektiv E-modul metoden er den eldste metoden.

Bakgrunn for denne metoden er å redusere betongens E-modul for å gjøre opp for effekten av kryp. E-modulen reduseres med en faktor på $(1+\phi(t))$. Formel for beregning av effektiv E-modul er hentet fra EK2-1-1: 7.4.3(5), og er gitt ved:

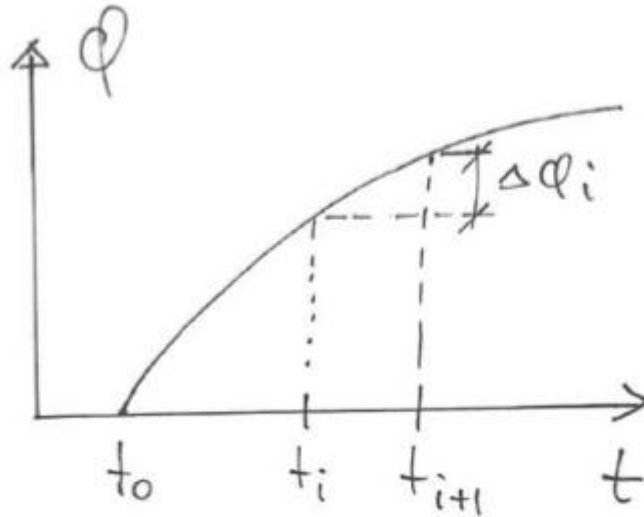
$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(\infty, t_0)}$$

4.3.2.2 Metode med delkryp

Metoden basert på delkryp går ut på å fordele kryptallene ut over tidsintervaller som tilsvarer byggefasene til konstruksjonen. Delkryp metoden tar hensyn til at konstruksjonens statiske system kan endre seg i løpet av den totale byggeperioden til brua. Riktig andel kryptall må derfor fordeles på rett statisk system og med tilhørende byggefase.

Metoden er baserer seg på at tøyningen forårsaket av kryp en funksjon av spenning og tid siden påført belastning av betong. Metodens nøyaktighet øker når tidsintervallene reduseres, på grunn av dette benyttes metoden i kompliserte analyser.

Figur 7 viser prinsippet med delkryptall og bruk av delkryptall ved beregning av kryptøyningen i gitt tidsintervall. Som figuren viser, reduseres delkryptet, $\Delta\phi_i$, med alderen til betongen. Delkryptet blir mindre når alderen til betongen øker. Kryptøyningene mellom tidsintervallene blir $\epsilon_{cc} = \sigma\Delta\phi_i$.



Figur 7: Delkrypmetoden [17]

Metoden betrakter de løpende spenningene i betongen. I bruer hvor man har flere byggefaser kan spenningene og det statiske systemet endres underveis i byggeperioden. Delkrypmetoden tar hensyn til endring i spenningene, det gjør det til en velegnet metode i analyser hvor man må ta hensyn til byggehistorikken, slik som f.eks. en konstruksjon med flere byggefaser.

Delkrypmetoden antar at man får en kryptøyning i betongen i forholdet $(\sigma_c/E_c) \cdot (d\phi/dt)$.

4.3.2.3 Metode med lineær superposisjon

Metoden kalles også for lineær viskoelastisitet for materialer med aldring. Bakgrunnen til metoden er at man tar utgangspunkt i at spenningen opptrer ved et bestemt tidspunkt, er summen av en rekke uavhengige tøyninger som er forårsaket av ulike laster med forskjellig varighet. Det vil si at lastene er uavhengig av hverandre og ikke påvirker tøyninger som er forårsaket andre laster som blir påført før eller etter oppgitt tidspunkt. Man får en deformasjon ved tiden, t , som er spenningsavhengig. Noe som medfører at man også får et spenningsavhengig tøyningstrykk som følger:

$$\varepsilon_{\text{total}}(t) = \varepsilon_c(t') + \varepsilon_{cc}(t, t') = J(t, t')\sigma_c(t') = \left(\frac{1}{E_c(t')} + \frac{\varphi(t, t')}{E_{c28}} \right) \sigma_c(t')$$

Summen av den spenningsavhengige tøyningen inkludert bidrag fra autogent svinn og temperaturtøyning gir total kryptøyning i betongkonstruksjonen. Total kryptøyning beregnes etter følgende formel:

$$\varepsilon_{\text{total}} = \sum J(t, t') \Delta \sigma_c(t') + \varepsilon_{\text{ad}}(t) + \varepsilon_{\text{T}}(t)$$

Metoden har noen begrensninger. Betongen kan ikke være utsatt for omfattende uttørking slik at opptredende spenninger er under proporsjonalitetsgrensen. Tøyningene i betongen må enten være konstant eller økende.

4.3.3 Kryp i brua

Laster som egenlast og spennkraft vil bidra til kryp i betongkonstruksjonen. Kryp angis som tøyning, og vil kun påføre konstruksjonen krefter dersom den er statisk ubestemt.

Brua utføres i totalt sju byggefaser. Etter at forskalingen er fjernet, belastes betongen med forspenning og egenlast etter sju døgn. Antar at betongen herder i totalt 28 døgn før man påbegynner med den neste byggefasen. Ferdigtilstand til brua antas å være 28 døgn etter at siste byggefase er ferdigstilt, det vil si etter 224 døgn. I henhold til håndbok N400 pkt. 5.2.2 og 7.2.3 fra Statens Vegvesen skal det tas hensyn til deformasjonslaster fra svinn, kryp og relaksasjon ved minimum to tidspunkt; det første like etter at brua er åpnet for trafikk(dvs 224 døgn her) og ved dimensjonerende brukstid(100år i henhold til N400 1.1.6.1).

Kryptallet vokser raskt i en fersk betong og avtar med økende alder. Det regnes med at ca. $\frac{3}{4}$ av totalt kryp er oppnådd etter at konstruksjonen er belastet i ett år [22]. Kryptallet nærmer seg konstant jo eldre betongen blir.

På grunn av at brua støpes over flere etapper vil man få en forskjellig utvikling av kryptallet for hver støpeetappe. Når brua er ferdig, dvs ved 224 døgn, vil man i overbygningen til støp i byggefase 1 ha et høyere kryptall enn overbygningen støpt i byggefase 7. Grunnen til det er at støpen i fase 1 er 162 døgn eldre enn overbygningen støpt i byggefase 7. På grunn av at kryp er en deformasjon som er tidsavhengig, beregnes det kryptall for hver overbygningsdel i de ulike byggefasene. Dette gjøres for å få en nøyaktig som mulig representasjon av kryptutviklingen til brua. Kryptallene presenteres i tabellen under.

Tabell 6: Oppsummering delkryptall

Betongalder ->	28 døgn	56 døgn	84 døgn	112 døgn	140 døgn	168 døgn	196 døgn	224 døgn	Ferdig tilstand 100 år
Byggefaser	1	2	3	4	5	6	7		
1	0.470	0.132	0.083	0.062	0.050	0.042	0.044	0.040	0.76911
2	-	0.470	0.132	0.083	0.062	0.050	0.042	0.044	0.813231
3	-	-	0.470	0.132	0.083	0.062	0.050	0.042	0.855969
4	-	-	-	0.470	0.132	0.083	0.062	0.050	0.906743
5	-	-	-	-	0.470	0.132	0.083	0.062	0.969612
6	-	-	-	-	-	0.470	0.132	0.083	1.053388
7	-	-	-	-	-	-	0.470	0.132	1.186189

4.3.4 Deformasjonslasten svinn

Svinn er uttørking som fører til at betongen krymper [12].

Svinn angis i likhet med kryp, som tøyninger og vil kun påføre konstruksjonen krefter dersom den er statisk ubestemt. I dette tilfellet vil alle sju byggefasene og ferdig bru ha et system som er statisk ubestemt. Svinn får derfor innvirkning på momentforløpet til brua allerede i byggefase 1.

Total svinntøyning i betong er sammensatt av bidrag fra både, uttørkningssvinn ϵ_{cd} , og autogent svinn, ϵ_{ca} . [12]

Uttørkningssvinn starter ved overflaten til betongen, hvor fordampningen skjer og brer seg innover med tiden. Uttørkningssvinn begynner idet betongen avforskales, og vil være størst i starten og deretter avta med tiden [24].

Autogent svinn, også kalt selvuttørkningssvinn, utvikler seg med betongens fasthetsutvikling, den største delen på et tidlig stadium etter utstøping [12]. Årsaken til Autogent svinn er at faststoffet i betongen fyller et mindre volum enn sement + vann (reaktantene). Autogent svinn er i motsetning til uttørkningssvinn en indre uttørking som utvikles lineært med fasthetsutviklingen til betongen [24].

Brua utføres i totalt sju byggefaser, overbygningen vil derfor få en ulik svinntøyning for hver byggefase. I likhet med kryp bør det beregnes en svinntøyning for overbygningen for hver byggefase pga bruelementene får ulik alder. Da bidraget fra svinntøyningen vil bli veldig lite, er det i denne oppgaven valgt å se bort fra byggefasens innvirkning på svinntøyningen.

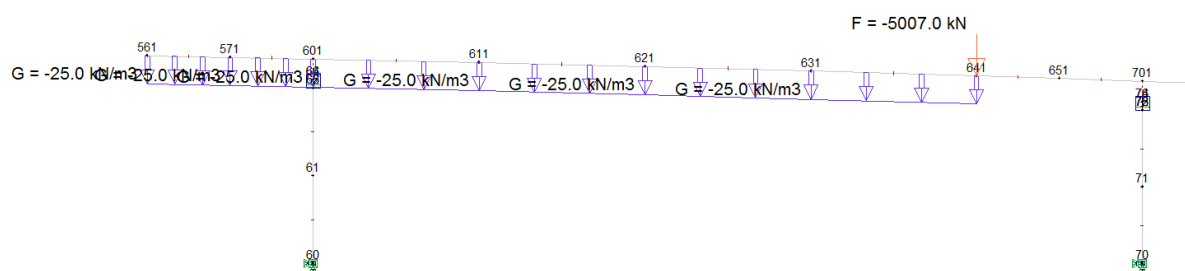
Svinntøyningen beregnes med en totalverdi etter lang tid, 100 år, i henhold til EK2-1-1: 3.1.4(6) og tillegg B.2(1). Betongens alder ved begynnelsen av uttørkingen, t_s , er satt til sju døgn. Total fri svinntøyning etter 100 år i hele brudekket blir:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 2,99 * 10^{-4}$$

4.3.5 Laster under byggefaser

Ved fritt frambygg metoden vil brua bære seg selv i uferdig tilstand. Dette vil gi laster i form av en støpevogn som flyttes i bruas lengderetning etter hvert som nye etapper støpes, i tillegg til egenvekten fra betongen. Lastene vil til alle tider bæres av brukonstruksjonen.

Støpevognen kan tilpasses individuelt hvert prosjekt med tanke på bruas geometri. Vognen inneholder forskaling for én seksjon. Når en seksjon er ferdig støpt, skyves vognen fram. Derfor er vognvekten avhengig av hvor lange spenn som skal bygges, da vekten øker desto lengre spennene på brua er. Det finnes også forskjellige leverandører av slike vogner, og de kan benytte forskjellige prinsipper for opplegg.



Figur 8: Laster fra byggefase 2 påført byggefase 1

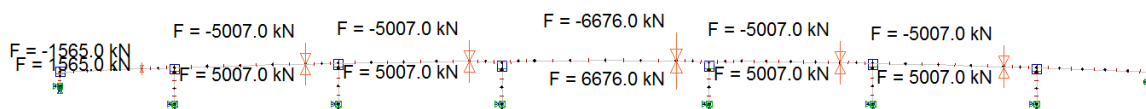
Etter anbefaling fra proffesor Terje Kanstad er det valgt å gjøre en forenkling av lastene. Lastene fra byggefase 2 resulterer i en punktlast i byggefase 1, og er beregnet ved at egenvekten mellom node 601 og 641 antas å fordele seg jevnt til hver side. Da vil halvparten av lasten gå til søylen i Akse 6 og halvparten til støpeskjøten i Node 641 der Byggefase 1 slutter og Byggefase 2 starter. Dette gir et bidrag til punktlasten i Node 641 på:

$$25 \text{ kN/m}^3 * 12 \text{ m} * 8.345 \text{ m}^2 = 2503,5 \text{ kN.}$$

I tillegg vil vekten fra støpevognen gi bidrag til punktlasten. Den antas å veie like mye som betongen, og totalt bidrag blir da:

$$2 * 2503.5 \text{ kN} = 5007 \text{ kN.}$$

Siden støpevognen flyttes videre til byggefase 3 er det er viktig å avlaste brua med tilsvarende punktlaster påført i byggefase 1. Avlastningen plasseres i støpeskjøten i Node 641.



Figur 9: Laster og avlastning byggefaser

4.4 Lastkombinasjoner

På brua er det flere ulike laster som virker samtidig. Det kan være tilfeller der det ikke befinner seg trafikk på brua, eller at vindlasten er slik at den faktisk reduserer de dimensjonerende kreftene. Hensikten med lastkombinering er å finne de største kreftene som kan virke på brua ved å kombinere lasttilfellene på ulike måter og med ulike faktorer. For lastkombinering benyttes NS-EN 1990:2002+NA:2008, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, og NA Endringsblad A1:2010, heretter kalt EK0. Her gis det ulike krav og retningslinjer for konstruksjoners sikkerhet, brukbarhet og bestandighet.

I henhold til EK0: NA.A2.2.2(4) er det gitt at snølast generelt ikke kombineres med Lastmodell 1 og 2. Derfor er det ikke tatt hensyn til snølast ved dimensjonering. Faktorer for variable laster er gitt i tabellen under.

Tabell 7: Faktorer for variable laster

Påvirkning	Symbol	ψ_0	ψ_1	$\psi_2^{5)}$	$\psi_{1,infq}^{1)}$	
Trafikklaster (se NS-EN 1991-2, tabell 4.4)	gr1a	Boggilast (BL)	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	(LM1 + horisontale laster + laster på gangbaner/fortau)	Jevnt fordelt last (JFL)	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
		Horisontale laster	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
		Laster på gangbaner/fortau ²⁾	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr1b (enkel aksling)		0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr2 (horisontale krefter)		0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr3 (laster på gangbaner/fortau)		0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr4 (LM4 – Laster fra ansamling av mennesker)		0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
gr5 (LM3 – Spesiellkjøretøyer)		-	-	-	-	
Vindkrefter	F_{wk} - Vedvarende dimensjonerende situasjoner	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
	F_{wk} - Under utførelse	0,8	-	-	-	
	F_w^*	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Temperatur ⁴⁾	T_k	0,7	0,6	0/0,5	0,8	

¹⁾ $\psi_{1,infq}$ er en faktor beregnet på å definere sjeldent forekommende laster.

²⁾ Kombinasjonsverdien for laster på gangbaner/fortau angitt i tabell 4.4a i NS-EN 1991-2, er en redusert verdi, og ψ -faktorene gjelder for denne verdien.

³⁾ Der vindlasten behandles som den dominerende lasten, representert ved F_{wk} , bør ψ_0 for trafikklast settes lik 0, jf. også A2.2.2(5).

⁴⁾ Påvirkning fra temperatur medtas i alle lastkombinasjoner, også i bruddgrensetilstand, dersom virkningen er ugunstig.

⁵⁾ Ved beregning av rissvidder i henhold til NS-EN 1992 for lastkombinasjonen "tilnærmet permanent" benyttes verdien 0,5. Verdiene 0,2 respektive 0 kan benyttes ved beregning av langtidseffekter for tidsavhengige egenskaper.

4.4.1 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstanden kontrolleres bruas maksimale bæreevne sett i forhold til de opptredende lastene. Det vil si at det kontrolleres om brua er trygg å bruke og er av betydning for konstruksjonens og menneskers sikkerhet. Det finnes fire ulike tilfeller som alle representerer ulike måter konstruksjoner kan gå i brudd på. Disse er:

EQU: Tap av statisk likevekt for en konstruksjon eller enhver del av den, betraktet som et stivt legeme, der: mindre variasjoner i verdien eller den romlige fordelingen av laster fra en enkelt kilde er av betydning og; byggematerialenes eller grunnens fasthet vanligvis ikke er av vesentlig betydning

STR: Brudd eller for store deformasjoner i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene, medregnet fundamenter, peler, kjellervegger osv, der byggematerialenes fasthet er av betydning

GEO: Brudd eller for store deformasjoner i grunnen, der fastheten i jord eller bærelag er av betydning for å sikre kapasiteten.

FAT: Tretthetsbrudd i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene.

I denne oppgaven kontrolleres brua opp mot grensetilstand STR. Lastkombinasjoner for vedvarende eller forbigående dimensjonerende situasjoner gis i følgende uttrykk, hentet fra EK0: 6.4.3.2(3):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Ligning 6.10 a)}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Ligning 6.10 b)}$$

Det minst gunstige uttrykket benyttes videre ved dimensjonering. De dimensjonerende verdiene for laster i bruddgrensetilstanden er gitt i Tabell NA.A2.4(B) i EK0, her gitt som Tabell 8.

Tabell 8: Dimensjonerende verdier for laster i bruddgrensetilstand

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Forspenning	Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig			
(Ligning 6.10 a)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Ligning 6.10 b)	$\xi_j \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

De ulike faktorene er gitt som:

$\gamma_{G,sup} = 1,35$ for ugunstig permanent last

$\gamma_{G,inf} = 1,00$ for gunstig permanent last

$\xi = 0,89$ reduksjonsfaktor for egenlast

$\gamma_P = 0,9/1,1$ for forspenning. Etter NS-EN 1992-1-1: NA2.4.2.2

$\gamma_Q = 1,35/0$ for ugunstig/gunstig trafikklast

$\gamma_Q = 1,20/0$ for ugunstig/gunstig temperaturlast

$\gamma_Q = 1,5/0$ for øvrige laster

4.4.2 Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstand kontrolleres brua i forhold til ulike bruks- og bestandighetskrav som for eksempel nedbøying, vibrasjoner og riss. Selv om brua tilfredsstillter bruddgrensetilstanden vil også konstruksjonens utseende og brukernes komfort ha betydning. Det kan for eksempel bli store nedbøyninger og rissdannelse i brua. Og dersom rissdannelsene blir store kan det oppstå korrosjon på armeringen slik at brua mister kapasitet og levetiden blir forkortet. Brua kontrolleres for kombinasjonene karakteristisk, ofte forekommende og tilnærmet permanent. Ihht. EK0 6.5.3 gir dette følgende uttrykk:

Karakteristisk kombinasjon

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Ligning (6.14b)}$$

Ofte forekommende

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Ligning (6.15b)}$$

Kvasi permanent (ofte forekommende)

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Ligning (6.16b)}$$

I tabell NA.A2.6 i A1:2005 er det i tillegg lastkombinasjonen Sjeldent forekommende. Denne er ikke vurdert i denne oppgaven. Tabellen er gjengitt under som Tabell 9.

Tabell 9: Lastkombinasjon i bruksgrensetilstand

Kombinasjon	Permanente laster G_d		For- spenning	Variable laster Q_d	
	Ugunstig	Gunstig		Dominer- ende last	Øvrige laster
Karakteristisk	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Sjeldent forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1,inf} Q_{k,1}$	$\psi_{1,i} Q_{k,i}$
Ofte forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Tilnærmet permanent	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

4.4.3 Total lastkombinering

I tabellen under følger en oppsummering av total lastkombinering inkludert lastfaktorer, for brudd- og bruksgrensetilstanden.

Tabell 10: Total lastkombinering

Kombinasjo n	Forklaring	G- SUP	G- INF	PT	TR	TE	V	V- TR
ULS-STR1	6.10a - m/TR	1,35	1,0	1,1/0,9	0,95	0,84	-	1,12
ULS-STR2	6.10a - u/TR	1,35	1,0	1,1/0,9	-	0,84	1,12	-
ULS-STR3	6.10b - TR dom	1,20	1,0	1,1/0,9	1,35	0,84	-	1,12
ULS-STR4	6.10b - TE dom - m/TR	1,20	1,0	1,1/0,9	0,95	1,2	-	-
ULS-STR5	6.10b - TE dom - u/TR	1,20	1,0	1,1/0,9	-	1,2	1,12	-
ULS-STR6	6.10b - V-TR dom - m/TR	1,20	1,0	1,1/0,9	0,95	0,84	-	1,6
ULS-STR7	6.10b - V dom - u/TR	1,20	1,0	1,1/0,9	-	0,84	1,6	-
SLS-KAR1	TR dom	1,0	1,0	1,0	1,0	0,7	-	0,7
SLS-KAR2	TE dom	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	-	0,7
SLS-KAR3	V-TR dom	1,0	1,0	1,0	0,7	0,7	-	1,0
SLS-KAR4	V dom	1,0	1,0	1,0	-	0,7	1,0	-
SLS-OFTE1	TR dom	1,0	1,0	1,0	0,7	-	-	-
SLS-OFTE2	TE dom	1,0	1,0	1,0	0,2	0,6	-	-
SLS-OFTE3	V-TR dom	1,0	1,0	1,0	0,2	-	-	0,6
SLS-OFTE4	V dom	1,0	1,0	1,0	-	-	0,6	-
SLS-PERM1	TR dom	1,0	1,0	1,0	0,5	-	-	-
SLS-PERM2	TE dom	1,0	1,0	1,0	0,2	0,5	-	-
SLS-PERM3	V-TR dom	1,0	1,0	1,0	0,2	-	-	0,5
SLS-PERM4	V dom	1,0	1,0	1,0	-	-	0,5	-

G-SUP = Egenvekt hvis ugunstig
G-INF = Egenvekt hvis gunstig
PT = Forspenningslast
TR = Trafikklast
TE = Temperaturlast
V = Vindlast
V-TR = Vindlast med samtidig virkende trafikklast

5 Tap av spennkraft

Spennkrafttap er en reduksjon av forspenningen som opprinnelig påføres armeringen. Reduksjonen skyldes både umiddelbare tap ved selve oppspenningen, men også tidsavhengige tap. Det finnes hovedsakelig tre grupper av spennkrafttap [12]:

- Tap av tøyingsdifferanse mellom spennarmering og betongen
- Spenningsendring på grunn av korttidslast
- Tidsavhengige tap

5.1 Tap av tøyingsdifferanse mellom spennarmering og betong

Spennkrafttapet som skjer umiddelbart ved etteroppspenning av konstruksjonen, og skyldes manglende heftforhold mellom betong og armering [12] [21].

5.2 Låsetap

Når en kabel er oppspent til foreskrevet kraft, må kraften overføres fra jekken til selve forankringen. I forbindelse med låsing vil kileforankringen og kabelen trekkes litt tilbake inn i kabelrøret, når kraften overføres fra jekken til forankringen, dette kalles låsetap [12] .

I vårt tilfelle benyttes det et Multi Anker system, såkalt MA system. Låsetap for aktive forankringer er angitt til 6mm, og føres inn i NovaFram for videre beregninger [9].

5.3 Friksjonstap

Ved etteroppspenning av betongkonstruksjoner vil det oppstå friksjonskrefter som motvirker glidningen mellom spennstål og utsparingsrør.

Friksjonskreftene som oppstår skyldes normaltrykk fra spennstålet som følge av kurvaturen langs spennheten. Friksjon som skyldes kurvatur kalles kurvatoreffekt.

Med lengdeeffekt menes tilleggskrumninger av utsparingsrøret som følge av lokale vinkelendringer. Tilleggskrumningene av utsparingsrøret medfører at det oppstår friksjon mellom utsparingsrør og spennstålet. [12]

Friksjonskoeffisientene finnes i ETA-06/0022, i vårt tilfelle er friksjonskoeffisienten $\mu = 0,20$ og krumningsfaktoren $k = 5 \cdot 10^{-3}$. [9]

For å forvise seg om at friksjonskoeffisienten blir så liten som mulig, finnes det følgende måter å redusere friksjonstapet på [12]:

- Redusere spennkabelkrumningen
- Jekke fra begge ender
- Overoppspenning med etterfølgende slakking

5.4 Spenningsendring på grunn av korttidslast

I etteroppspente konstruksjoner kan man få en spenningsendring i spennarmering på grunn av korttidslast. Tap i spennarmering kan forekomme hvor flere enheter spennes opp suksessivt.

Ei fritt frambygd bru er et slikt eksempel. Tap som skyldes kortidslast vil ikke bli behandlet videre i oppgaven. [12]:

5.5 Tidsavhengige tap

Tap av spennkraft er en følge av tidsavhengige egenskaper til betongen og en ytre påkjenning av betongen over lang tid. Kryp, svinn og relaksasjon er eksempler på tidsavhengige tap.

5.6 Kryp

Kryp er som tidligere nevnt i kapittel 4.3 en deformasjon som oppstår på grunn belastninger som virker på betongen over lang tid. Kryp i betongen fører til at det blir en kryptøyning i spennarmeringen, noe som medfører reduksjon av spennkraften.

Kryptøyningen beregnes ut fra felt og støttemoment på midtfelt, det er en forenkling som gir et litt konservativt resultat. Total kryptøyning i spennarmering, $\varepsilon_{cc, \text{middel1}}$, settes lik 0,379 ‰. Beregning av kryptøyning finnes i Vedlegg E.

5.7 Svinn

Svinntøyning er som nevnt i kapittel xxx en deformasjon av betongen uavhengig av lastnivå. Deformasjonen på grunn av svinn skyldes en endring av fuktinnholdet i betongen. Betongen kryper litt som en følge av endring av fuktinnholdet, dette medfører at det oppstår en svinntøyning i betong og spennarmering. Svinntøyningen beregnes etter formler fra kap 6.3 i [12].

Svinntøyningen for spennarmeringen er beregnet i vedlegg xx, og settes til $\varepsilon_{cs} = 0,29903$ ‰.

5.8 Relaksasjon

Når spennarmering utsettes for en konstant tøyning over lang tid, er de mekaniske egenskapene i stålet slik at spenningsnivået over tid avtar i en strekkbelastet kabel. Spenningsfallet i spennstålet betegnes som relaksasjon.

Ved prosjektering blir relaksasjonstap i spennarmering basert på ρ_{1000} , dvs relaksasjonstapet i prosent, 1000 timer etter oppspenning, med en middeltemperatur på 20 °C. [12]:

Relaksasjonstapet beregnes etter EK2-1-1: 3.3.2. I vårt tilfelle benyttes spennarmering med lav relaksasjon, dvs klasse 2. Benytter derfor lign(3.29) i beregningen av relaksasjon.

6 Modelling i Novaframe

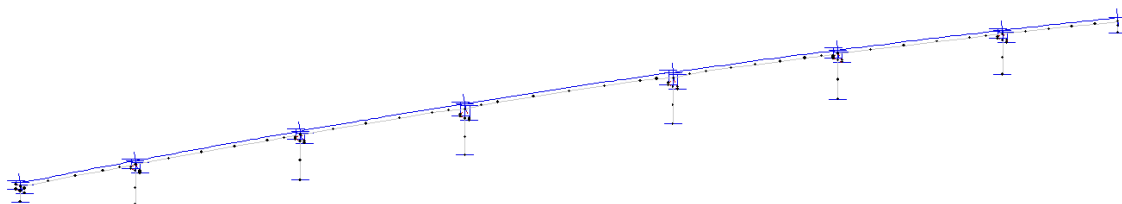
Novaframe er utviklet av konsultentselskapet Aas-Jakobsen. NovaFrame er et rammeprogram for statiske og dynamiske analyser. Programmet bruker elementmetoden og benytter seg av bjelkeelementer for å løse analysene. Det er spesielt utviklet med tanke på analyse av bruer, da bruer inneholder blant annet spennkabler og bevegelige trafikklaster. I tillegg er det mulig å modellere i ulike byggefaser slik blant annet fritt frambygg bruer blir bygget. Programmet har grafisk brukergrensesnitt og inputen kan enten gis direkte i programmets inputbokser eller gjennom ASCII-input, som blant annet gjør det mulig å importere andre filtyper som feks. tekst eller excel. Det er også mulig å modellere virkninger av kryp og svinn, noe som er veldig aktuelt for betongruer. Det er enkelt å kombinere laster i programmet og det finnes funksjoner som automatisk finner de ugunstigste lastkombinasjonene. [15]

6.1 Materialer

Materialene må defineres hvis de avviker fra forhåndsinnstillingene til Novaframe. Betongkvaliteten er satt til B35 som standard. Brua bygges med en betongkvalitet lik B45 og det defineres derfor en ny betongkvalitet i programmet. Den karakteristiske sylindrefastheten f_{ck} , endres fra 35 til 45 MPa. Betongens elastisitetsmodul redigeres til 36 283 Mpa. Spennarmeringen er satt med en $f_{p0,1k}$ lik 1600 Mpa som standard og økes derfor til 1640 Mpa. Betong- og armeringsparametere legges direkte inn i programmet.

6.2 Referanselinjer og aksesystem

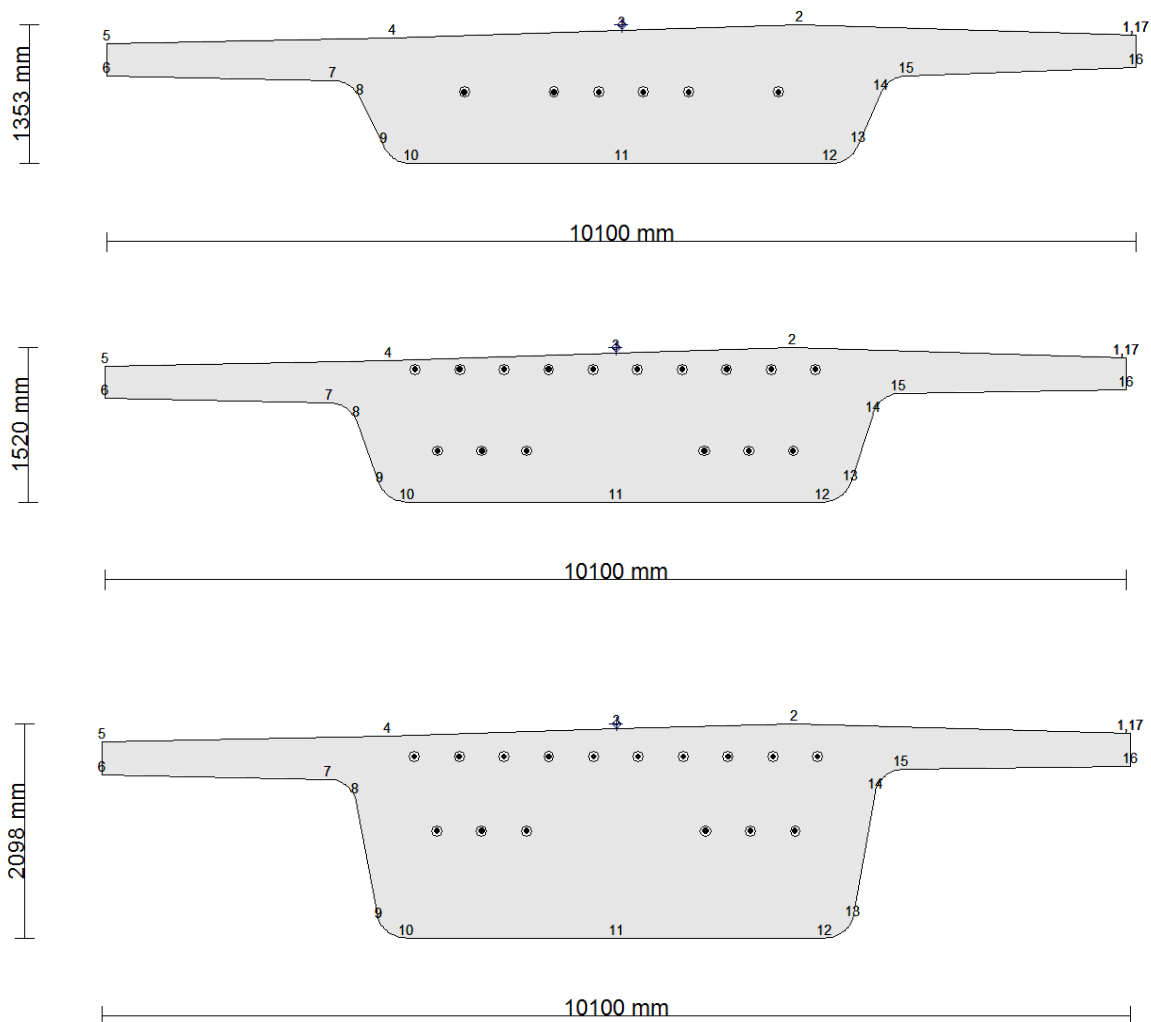
I Novaframe er det mulig å bygge opp geometrien på to forskjellige måter. Disse er koordinatbestemte noder og referanselinjer. I denne oppgaven er brua modellert ved hjelp av referanselinjer på grunn av bruas kompleksitet. Under fanen Reference line input legges først inn en referanselinje som følger veibanenens geometri og profilnummer. Ifølge tegningene har brua en vertikal kurvatur på $R=2400m$, og denne plottes inn i referanselinjen. Deretter legges det inn akser som følger søylene i brua (se Figur 10).



Figur 10: Referanselinjesystem i Novaframe

6.3 Tverrsnitt

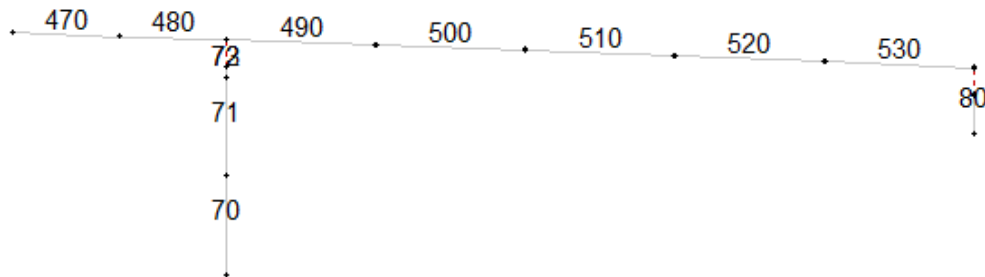
De ulike tverrsnittene defineres under fanen Sections. I NovaFrame kan tverrsnittsgeometrien velges fra en liste med forhåndsdefinerte tverrsnitt, eller defineres selv ved hjelp av punkter og radius i et koordinatsystem. Alle tverrsnittene for denne brua er modellert ved hjelp av sistnevnte metode. Når et tverrsnitt opprettes defineres det hvordan elementene knyttes til tverrsnittet. Dette kan enten gjøres ved å definere hvert eneste element hvilket tverrsnitt det skal knyttes opp mot, eller det kan gjøres ved å plassere tverrsnitt langs profilnumrene i referanselinjen. Sistnevnte metode er blitt brukt for denne oppgaven. Koblingspunktet mellom tverrsnitt og referanselinje må også angis, og det er valgt å legge dette punktet på toppen av tverrsnittet i bruas senterlinje (se Figur 11). Ved endring i tverrsnittet langs referanselinjen benytter Novaframe lineær interpolasjon til å knytte sammen tverrsnittene. På grunn av bruas økende tverrsnitt over midtaksene er det derfor laget tre forskjellige tverrsnitt for brubanen (se Figur 11).



Figur 11: Ulike tverrsnitt modellert i Novaframe

6.4 Byggefaser

Brua skal konstrueres ved hjelp av fritt frambygg metoden. Modellen er derfor delt opp i syv undermodeller som hver representerer sin byggefase (se Figur 12). Dette er gjort for å kunne analysere kreftene som oppstår under byggetilstanden, og dermed kunne beregne lastvirkninger av kryp.

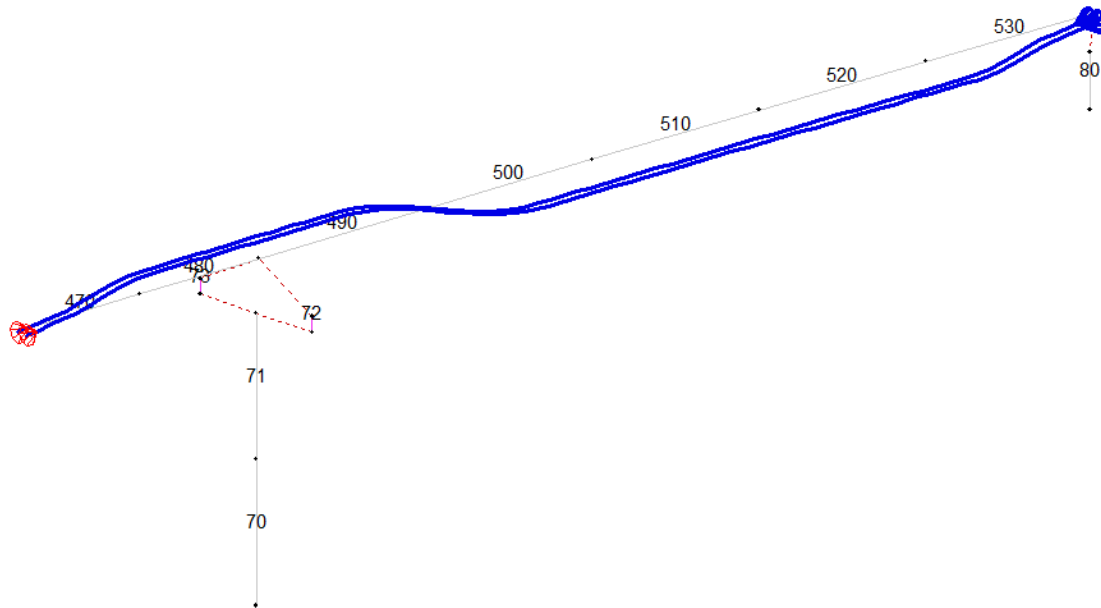


Figur 12: Byggefase 1 med elementnummerering

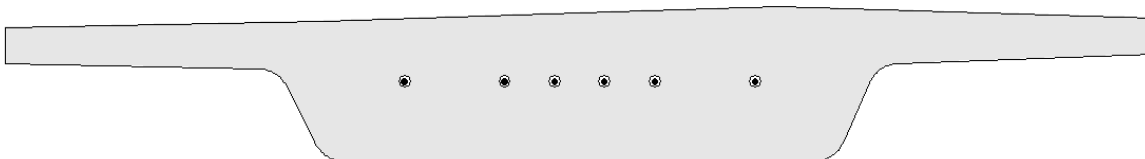
6.5 Spennkabler

Det er valgt å benytte en spennarmering med 0,1 %-grense, $f_{p0,1k} = 1640$ MPa. Kabelens størrelse er i henhold til ETA-13/0979, 110 millimeter i diameter, og tverrsnittsarealet er 150 mm^2 per spenntau. Alle kablene har 19 spenntau slik at total tverrsnittsarealet blir 2850 mm^2 per kabel. Injiseringsmassens karakteristiske fasthet er satt til 50 MPa.

Spennkablene er blitt modellert etter arbeidstegningene (vedlegg J) og er navngitt etter hvilken byggefase de oppspennes i. Kabler med navn A oppspennes i byggetrinn 1, B i trinn 2 osv. For å gjøre modellen enkel å jobbe med kan all spennarmering samles i senterlinjen av tverrsnittet, men det er ikke gjort her. Det er ønskelig å illustrere den virkelige plasseringen til spennkablene slik det vises i Figur 13 og Figur 14.



Figur 13: Spennkabelplassering i byggefase 1 (3D)



Figur 14: Spennkabelplassering i byggefase 1 (tverrsnitt)

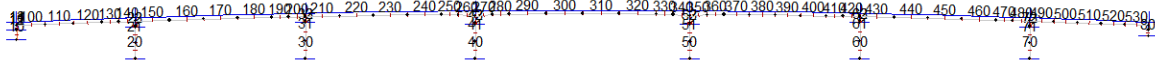
Tap av spennkraft for spennarmeringen må angis. Disse tapene er gitt i ETA-06/0022 [9] og utregnet for hånd (se Vedlegg G). De ulike faktorene for friksjonstap finnes også i ETA-06/0022, og føres direkte inn i NovaFrame som beregner det totale fjoriksnstapet selv. Låsetap for forankringer er også gitt i ETA-06/0022, og er i dette tilfellet 6 millimeter for MA forankringer. Spennarmeringen som brukes i Norge er Klasse 2, lav relaksasjon, ihht EK2, 3.3.2(5), med mindre enn 2,5 % relaksasjon etter 1.000 timer ved $0,7 f_{pk}$. Etter mailkorrespondanse med veileder Håvard Johansen er det vanlig, basert på informasjon fra leverandører og forsøksresultater, å regne med 4,5 % relaksasjon ved $0,8 f_{pk}$. Dermed har man to punkter på en linje som beskriver sammenhengen mellom spenningsnivå (s_s/f_{pk}) og relaksasjon (%). Denne linja kan ekstrapoleres, og det gir null relaksasjon ved $0,575 f_{pk}$. I dialogboksen *Tendon input / Loss par* i Novaframe, står det (% of S_{02}). Dette er bare en tekst, en angivelse, som henger igjen fra spesifikasjoner etter NS 3473. I NovaFrame skal verdiene angis i % av $f_{p0,1k}$, og det gir følgende inndata:

- $S1 = 57,5 \times 1.860/1.640 = 65$
- $S2 = 70,0 \times 1.860/1.640 = 79$

- $T2 = 2,5$

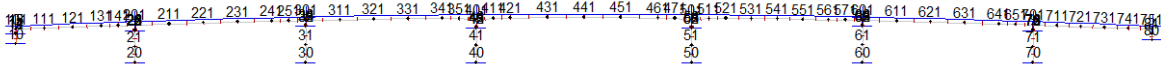
6.6 Elementer og noder

Elementene ligger mellom nodene og har litt forskjellige lengder, men ikke mer enn 5 meter. Dette skyldes forskjellige spennlengder og at hver byggefase går 6 meter forbi søyle slik at det er valgt to elementer på tre meter til venstre for hver søyle. Ved søylene i midtspennene er det også valgt finere elementinndeling, da dette vil representere økningen i tverrsnittet bedre. Elementene i brubanen defineres med tall fra 100-530, hvor det benyttes en intervall på 10. Elementene for både brubanen og søylene illustreres i Figur 15.



Figur 15: Elementnummerering

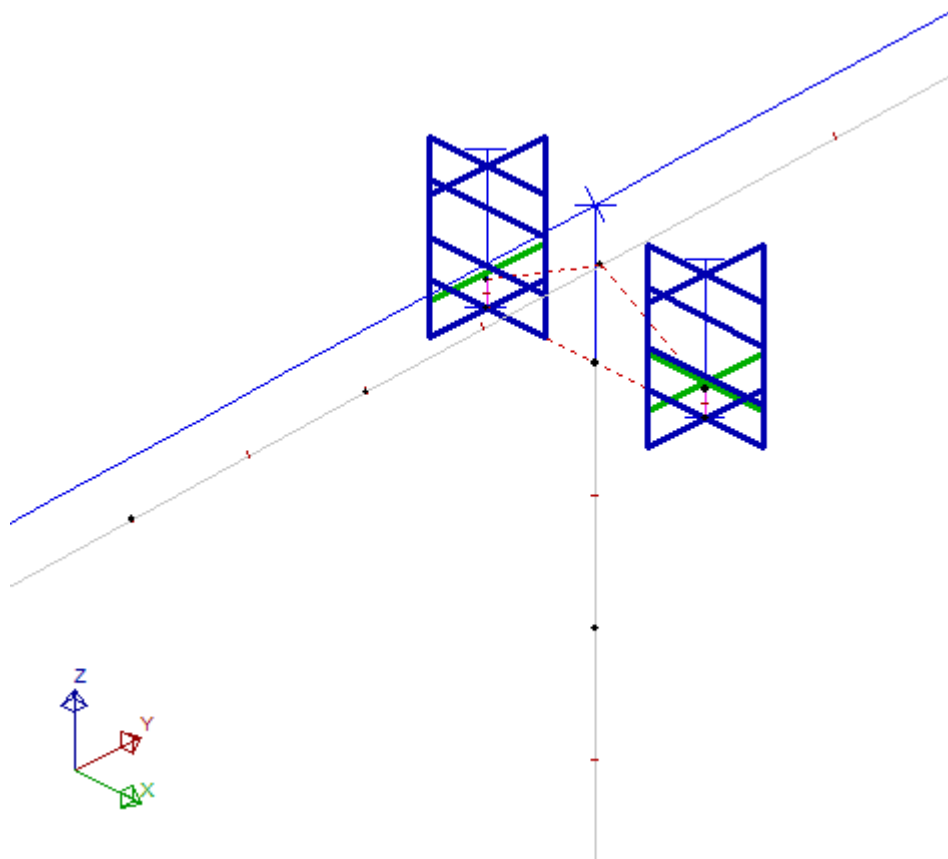
Nodene har nummerering etter hvilket spenn og søyle de befinner seg i. Elementene var opprinnelig også nummerert slik, men det ble endret for å gjøre det enklere å legge inn laster. Nodenummereringen illustreres i Figur 16.



Figur 16: Nodenummerering

6.7 Randbetingelser

Det er lagt inn to glidelagre i hver søyle bortsett fra søyle 8 der det er lagt inn en monolittisk forbindelse. Høyre glidelager på søyle 1-7 er fri til å bevege seg i begge horisontale retninger, mens høyre glidelager bare kan bevege seg i bruas lengderetning (se Figur 17). Alle søylene er fast innspent i bunnen. Generelt burde landkar modelleres på en annen og mer nøyaktig måte, men hva som skjer i endene av brua er av mindre betydning for denne oppgaven. Derfor er det ikke gjort noen nøyaktig modellering av landkarene her.



Figur 17: Glidelager Akse 1-7, grønn strek indikerer fri bevegelse

6.8 Lastmodellering

NovaFrame har forhåndsinnstilte spesifikasjoner for mange av lastene. Disse benyttes videre i oppgaven med unntak av vindlaster.

6.8.1 Egenvekt

Egenlast legges og defineres for hver byggefase i tillegg til ferdig tilstand. Ved å legge inn en densitet på 25 kN/m³, regner Novaframe selv ut egenvekten av brubanen. Egenvekt av kantdragere, rekkverk og belegg er kun tatt med ved ferdigtilstand av brua.

6.8.2 Temperaturlast

Kombinasjonene som er lagt inn i NovaFrame er gjengitt i kapittel 4.2.1. Ved å benytte kommandoen Sortcomb i kombinasjon med Worst benyttes alltid den ugunstigste kombinasjonen av temperaturlastene. I denne oppgaven er det er valgt å modellere temperaturlasten slik, siden dette medfører mindre inndata under definering av laster.

6.8.3 Vindlast

NovaFrame beregner vindlaster ved hjelp av fanen Wind spec. Dette er etter den gamle norske standarden NS 3491-4, som ble tilbaketrasket i mars 2010 [4]. Derfor vil ikke fanen Wind spec benyttes i denne oppgaven. Ved modellering av vindpåkjenningene er det valgt å modellere vindlastene som jevnt fordelte laster i henholdsvis X-, Y- og Z-retningen.

Se Vedlegg C for utregningen av de jevnt fordelte vindkreftene. Vind i X-retning er neglisjert som tidligere nevnt.

6.8.4 Spennarmering

For spennarmeringen er tvangskrefter på grunn av fastholdning, og krefter ved full oppspenning aktuelle lasttilfeller. Det er også lagt inn ulike lasttilfeller for hver byggefase, slik at påvirkningen på de ulike byggefasene kan betraktes separat.

6.8.5 Trafikkklaster

NovaFrame har en rekke forhåndsinnstilte lastmodeller som baserer seg på ulike standarder, deriblant EK1-2. Siden trafikkklaster i denne oppgaven er beregnet etter EK1-2 kan forhåndsinnstilte lasttilfeller benyttes.

6.8.6 Kryp

Det er lite forklart i brukermanualen hvilken beregningsmetode for kryp NovaFrame benytter. Det er valgt å modellere kryplastene etter delkrypmetoden. For å beregne kryplastene er det viktig at alle lasttilfellene som inngår i krypanalysen er analysert separat på forhånd. Årsaken er at NovaFrame ønsker et ferdig definert spenningsnivå i konstruksjonen som krypberegningene kan baseres på. Videre dannes det krypkombinasjoner og kryplaster, for hver byggefase og ferdig tilstand. Kryptallene som er kalkulert er gitt i Tabell 6.

6.8.7 Svinn

NovaFrame beregner ikke svinn selv, og det betyr at svinntøyningen etter 100 år må føres inn som et eget lasttilfelle. Brua bygges med byggefaser, og overbygningsdelene får ulik svinntøyning etter hvert som betongen blir eldre. NovaFrame har ikke samme alternativet for generering av laster og kombinasjoner for svinn, slik som for kryp. Hvis svinn i byggefasene skal betraktes, øker mengden inndata. På grunn av oppgavens begrensning er det valgt å se bort fra svinnets påvirkning i byggefaser.

6.8.8 Last fra støpevogn

Se Kapittel 4, punkt 4.3.5.

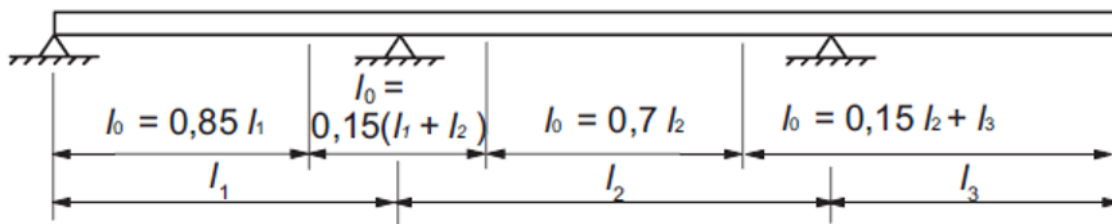
7 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstanden (ULS) kontrolleres betongen opp mot krav i EK2-1-1: kapittel 6. Krav til armeringen kontrolleres etter EK2-1-1: kapittel 9. I bruddgrensetilstanden bestemmes konstruksjonens kapasitet mot brudd ved beregning på grunnlag av materialenes tøyningsegenskaper og dimensjonerende fastheter [12]. Lastvirkninger som blir kontrollert mot i rapporten er bøyemoment, skjærkraft, aksialkraft og torsjonsmoment. Det er også utført en kontroll av moment- og skjærkapasiteten i tverretningen. Beregninger for bruddgrensetilstand finnes i vedlegg H.

7.1 Effektiv flensbredde

Effektiv flensbredde beregnes etter EK2-1-1: 5.3.2.1. T-bjelken avhenger den effektive flensbredden, målene på steg og flens, type belastning, spennvidde, opplagring og tverrarmering. [7]

Avstand mellom momentnullpunktene på brua, l_0 , beregnes for alle sju felt og over støtte ved midtfelt. Figuren under er hentet fra EK2-1-1: 5.3.2.1(2).



Figur 18: Definisjon av l_0 for beregning av effektiv flensbredde

Vi får følgende avstander mellom momentnullpunktene:

Over støtte: $l_0 = 0,15(l_1 + l_2) = 0,15(30 + 38) = 10,2\text{m}$

I midtfelt: $l_0 = 0,7 l_2 = 0,7 * 38 = 26,6\text{m}$

I sidefelt: $l_0 = 0,85l_1 = 0,85 * 30 = 25,5\text{m}$

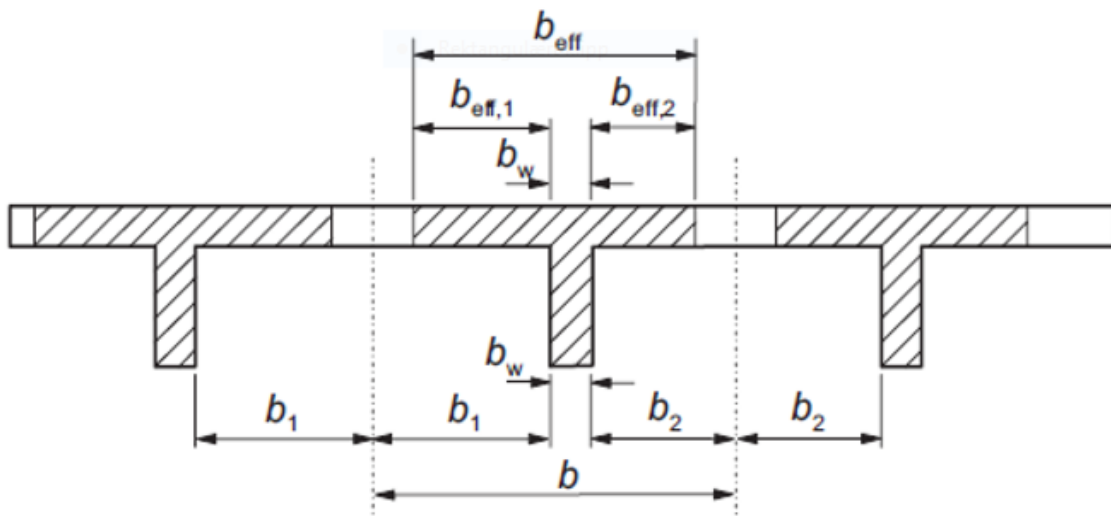
I endefelt: $l_0 = 0,85l_1 = 0,85 * 21 = 17,85\text{m}$

Effektiv flensbredde, b_{eff} , for brua vår, bestemmes ved hjelp av formel fra EK2-1-1: 5.3.2.1(3).

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b$$

$$b_{\text{eff},i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0$$

$$b_{\text{eff},i} \leq b_i$$



Figur 19: Bestemmelse av effektiv flensbredde

Da tverrsnittet ikke har rette vinkler på steget, settes avstanden $b_i = 2,55\text{m}$ som er en middel verdi av avstanden fra steg til ytterkant flens. Avstanden b_w settes lik 4,9 meter.

Tabell 11: Effektiv flensbredde(i meter) for ulike felt av brua

Felt	b_i	l_0	b_w	$b_{\text{eff},i}$	b_{eff}	b	Bredde som brukes i videre beregninger
Endefelt	2,55	17,85	4,9	2,295	9,49	10,100	9,49m
Sidefelt	2,55	25,5	4,9	3,06	11,02	10,100	10,1m
Midtfelt	2,55	26,6	4,9	3,17	11,24	10,100	10,1m
Støtte	2,55	10,2	4,9	1,53	7,96	10,100	7,96m

Som beregningene i Tabell 11: Effektiv flensbredde(i meter) for ulike felt av brua viser, benyttes det en flensbredde på 10,1m i midtfelt, 9,49m i endefelt og 7,96m over støtte ved videre beregninger.

Beregner nye tverrsnittsdata for tverrsnittet på bakgrunn av flensbredde beregningene.

Nye tverrsnittsdata fra Nova Frame for støtte akse 4:

$$A_{c,ny} = 1.121 \cdot 10^7 \text{ mm}^2$$

$$Y_{ny} = 1120.8 \text{ mm}$$

$$I_{x,ny} = 4.066 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$I_{y,ny} = 3.27 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4$$

Nye tverrsnittsdata fra Nova Frame for midtfelt/sidefelt:

$$A_{c.ny} = 8.345 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$Y_{ny} = 752.5 \text{ mm}$$

$$I_{x.ny} = 1.134 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$I_{y.ny} = 4.092 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4$$

Nye tverrsnittsdata fra Nova Frame for endefelt:

$$A_{c.ny} = 8.112 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$Y_{ny} = 743.7 \text{ mm}$$

$$I_{x.ny} = 1.108 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$I_{y.ny} = 3.563 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4$$

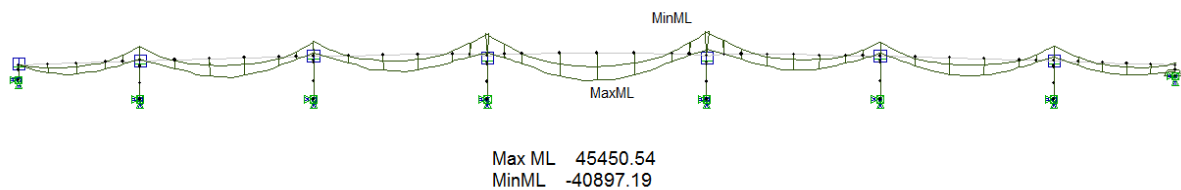
Tverrsnittsdataene beregnet ovenfor benyttes ved videre beregning i bruddgrensetilstand.

7.2 Diagrammer for bruddgrensetilstanden

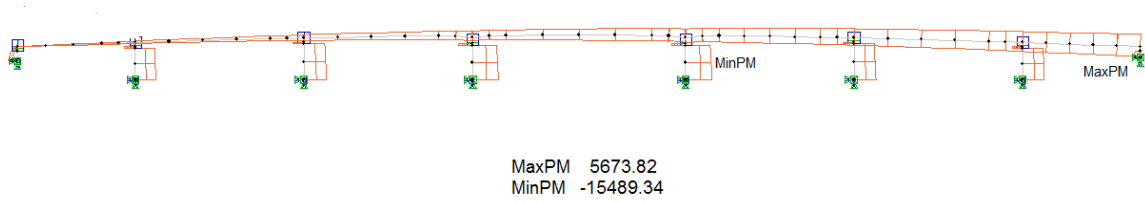
Diagrammer for dimensjonerende lastsituasjon følges under, diagrammene er hentet fra analysen av brua gjennomført i Nova Frame. Laster og aktuelle lastfaktorer som inngår i de ulike analysene

7.2.1 ULS, kun tvangsmoment

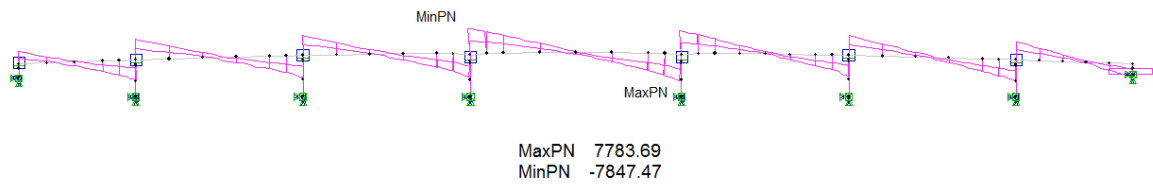
Her er alle lastet tatt med, bortsett fra primærmomentet fra forspenningen. Primærmomentet ikke er tatt med da det vil motvirke ytre belastning. Ønsker å finne maksimalt opptredende moment i brutverrsnittet. Ved kontroll av bruas momentkapasitet benyttes verdier fra Figur 20 til 23.



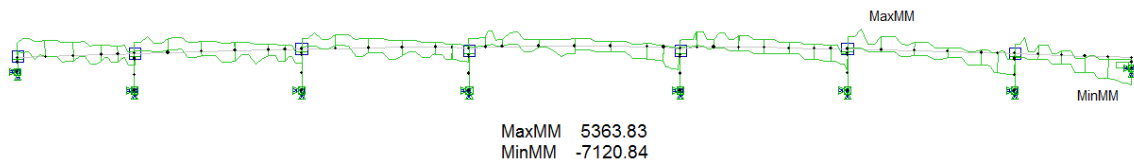
Figur 20: ULS tvang, momentdiagram (kNm)



Figur 21: ULS tvang, aksialkraftdiagram (kN)



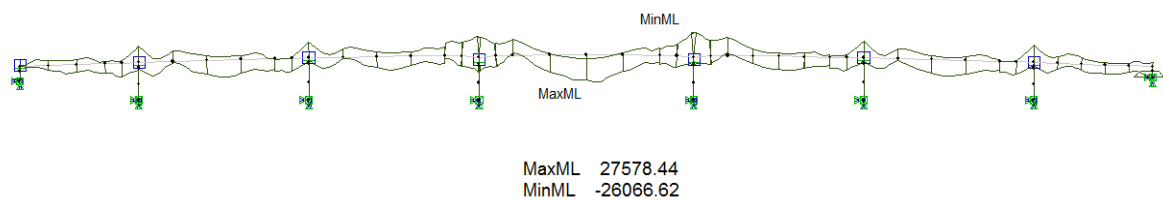
Figur 22: ULS tvang, skjærkraftdiagram (kN)



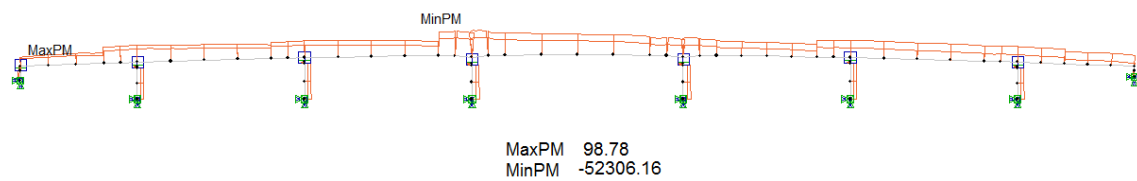
Figur 23: ULS tvang, torsjonsmomentdiagram (kNm)

7.2.2 ULS, primær-og tvangsmoment

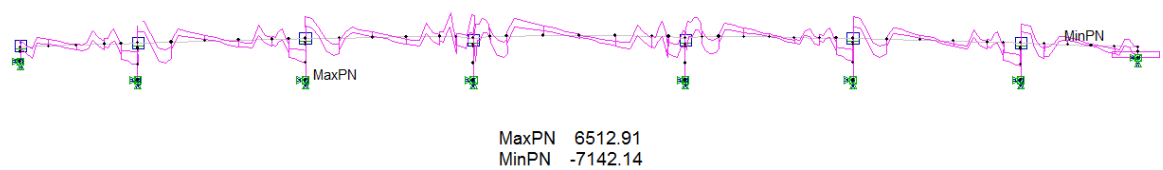
Her er alle laster tatt med, inkludert primær- og tvangsmomentet fra forspenningen. Verdiene fra Figur 24 til 27 benyttes ved gjennomføring av tverrsnittskontroll for skjærkraft og torsjonsmoment.



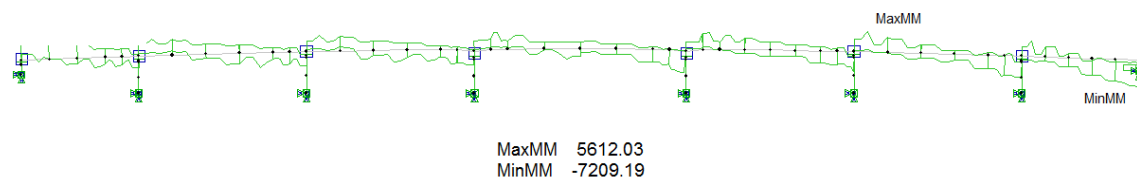
Figur 24: ULS full, momentdiagram (kNm)



Figur 25: ULS full, aksialkraftdiagram (kN)



Figur 26: ULS full, skjærkraftdiagram (kN)



Figur 27: ULS full, torsjonsmomentdiagram (kNm)

7.3 Momentkapasitet

Ved dimensjonering i bruddgrensetilstand har vi tatt utgangspunkt i momentdiagrammet i Figur 20. Det er ved beregning av momentkapasiteten til tverrsnittet utført kontroll i midtfelt mellom akse 4-5 og over støtte i akse. Fullstendige beregninger finnes i vedlegg H. Alle beregninger er gjort i henhold til formler. [18]

Det er antatt en tøyningsgrense, ϵ_{cu} , på 3,5 ‰ for trykk i betongen for begge tilfellene. Totalt spennkrafttap er beregnet til 9,234 ‰, fullstendig beregning finnes i vedlegg G. Minimum slakkarmering for tverrsnittet er beregnet til å være Ø25s150 for både lengderetning og tverretning. Forutsetter at tverrsnittet er balansert armert, og får da følgende faktor for trykksonehøyden, α_b er lik:

$$\alpha_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \left(\frac{f_{pd}}{E_p} - \epsilon'_{p0}\right)} = 0,641$$

ϵ'_{p0} Er gitt som effektiv tøyningdifferanse. Ved kontroll av momentkapasiteten til tverrsnittet benytter vi det opptrædende momentet fra forspenningens tvangskrefter. Det tas ikke med primærkreftene fra spennarmeringen da disse kreftene vil bidra til at opptrædende moment blir lavere, fordi spennarmeringen motvirker det ytre momentet. Alle verdier av opptrædende krefter hentes fra NovaFrame.

7.3.1 Kontroll av moment ved støtte i akse 5

Opptrædende støttemomentet ved akse 5 er $M_{Ed, støtte} = 40\,848$ kNm. Momene fordeles over 16 spennkabler og minimum slakkarmering i tverrsnittet.

Over støtte er flens i strekk, tverrsnittets bredde settes derfor lik $b_{uk} = 4.5$ meter. Det er også antatt en midlere effektiv tverrsnittshøyde, $d_{mid, f}$, som blir beregnet til 1920,5 mm.

Nødvendig spennarmeringsareal for balansert tverrsnitt blir:

$$A_{pb} = \left(0,8 * \alpha_b * b_{uk} * d_{mid, s} * \frac{f_{cd}}{f_{pd}}\right) - \left(A_{s, min} * \frac{f_{yd}}{f_{pd}}\right) = 62\,822,15 \text{ mm}^2$$

Spennarmeringsareal over støtte i akse 5, er gitt ved:

$$A_{p, tot} = A_p * n_{kabler, støtte} = 45\,600 \text{ mm}^2$$

Siden $A_{p, tot} < A_{pb}$ er tverrsnittet underarmert. Benytter formler for underarmert tverrsnitt, og dette gir en ny trykksonehøydefaktor, α , på 0,483. Denne benyttes ved videre beregning og får følgende momentkapasitet over støtte akse 5:

$$M_{Rd, støtte} = 0,8 * \alpha * (1 - 0,4\alpha) * f_{cd} * b_{uk} * d_{mid}^2 = 131\,852 \text{ kNm}$$

Da $M_{Ed, støtte} < M_{Rd, støtte}$, er momentkapasiteten over støtte akse 5 tilstrekkelig.

7.3.2 Kontroll av feltmoment i midtfelt

I midtfeltet er det et opptredende moment, $M_{Ed, \text{felt}} = 45\,390 \text{ kNm}$. I midtfeltet ligger det 16 spennkabler, med tilhørende beregnet minimum slakkarmering i lengde- og tverretning. Beregner en midlere effektiv tverrsnittshøyde, $d_{\text{mid},f}$, på 1145,5 mm. Nødvendig spennarmeringsareal for balansert tverrsnitt blir:

$$A_{p,b,uk} = \left(0,8 * \alpha_b * b_{\text{eff},f} * d_{\text{mid},f} * \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \right) - \left(A_{s,\text{min},f} * \frac{f_{yd}}{f_{pd}} \right) = 89\,516,07 \text{ mm}^2$$

Spennarmeringsareal i midtfelt, er gitt ved:

$$A_{p,\text{tot},\text{felt}} = A_p * n_{\text{kabler},\text{felt}} = 45\,600 \text{ mm}^2$$

Siden $A_{p,\text{tot},\text{felt}} < A_{p,b,uk}$ er tverrsnittet underarmert. Benytter formler for underarmert tverrsnitt, dette gir en ny trykksonehøydefaktor, α_f , på 0,34. I midtfeltet vil det oppstå trykkspenninger i flensen, og det foreligger følgende krav til tykkelsen for flensen [12, side 54].

$$t \leq \lambda * \alpha_f d_{\text{mid},f} \rightarrow t \leq 0,8 * 0,34 * 1145,5 \text{ mm} = 311 \text{ mm}$$

$$\text{Har på tverrsnittet en flenstykkelse på: } t = \frac{320 + 450}{2} = 385 \text{ mm}$$

Kravet tilfredsstilles dermed ikke. Setter $b_{\text{eff},f}$ lik 10,1 meter. Det gir tverrsnittet følgende momentkapasitet i midtfeltet:

$$M_{Rd,\text{felt}} = 0,8 * \alpha_f * (1 - 0,4\alpha_f) * f_{cd} * b_{\text{eff},f} * d_{\text{mid},f}^2 = 91\,549 \text{ kNm}$$

Da $M_{Ed,\text{felt}} < M_{Rd,\text{felt}}$, er momentkapasiteten tilstrekkelig i midtfelt.

Momentkapasiteten til brua er tilstrekkelig i de to mest kritiske snittene, mengden spennarmering og posisjon til kabler er foreløpig tilfredsstillende

7.4 Skjærkraftkapasitet

Forutsetningen for å kontrollere om skjærkraftkapasiteten for tverrsnittet er tilstrekkelig er å ha beregnet opptredende lastvirkninger fra (M_{Ed} , V_{Ed} , N_{Ed}). Lastvirkninger blir hentet fra analysen utført i NovaFrame. Ved kontroll av skjærkraftkapasitet blir det utført kontroll flere plasser avhengig av hvilken type skjærkraftkontroll som utføres. Beregninger av skjærkraftkapasitet finnes i vedlegg H.

7.4.1 Kontroll av skjærstrekkkapasitet

Utfører kontroll av tverrsnittets skjærkapasitet etter EK2-1-1: 6.2.2 og NA. 6.2.2.

Dimensjonerende skjærkrefter finnes i ULS- tilstand med full forspenning.

Skjærkraftdiagrammet vises i Figur 26. Snittet med størst påkjenning av skjærkrefter finnes ved akse4, men her er også tverrsnittet også størst. Velger derfor å kontrollere kapasiteten ved støtte i akse 3. Opptredende skjærkraft her er 7847 kN.

Ved kontroll av skjærstrekkkapasiteten til tverrsnittet kan det etter EK2-1-1: 6.2.2(6) benyttes en redusert skjærkraft $V_{Ed,\text{red}}$ som finnes i en avstand $d=1145,5 \text{ mm}$, fra opplegg på støtte.

$$V_{Ed,\text{red}} = 6130 \text{ kN}$$

Antar at tverrsnittet forblir uopprisset, og kontrollerer om det er beregningsmessig behov for skjærarmering i tverrsnittet. Beregner skjærstrekkkapasiteten til tverrsnittet etter EK2-1-1: 6.2.2(1), formel(6.2a). Får da følgende kapasitet:

$$V_{Rd,c} = \max([C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3}] + k_1 * \sigma_{cp}; [0,0035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} + k_1 * \sigma_{cp}]) * b_w * d_{mid}$$

$$V_{Rd,c} = 3059,78 \text{ kN}$$

Siden $V_{Ed,red} > V_{Rd,c}$, er det beregningsmessig behov for skjærarmering. Nødvendig skjærarmering beregnes etter EK2-1-1: 6.2.3. Beregningsmessig skjærarmering i tverrsnittet blir følgende:

$$A_{sw,s} = \frac{V_{Ed,red}}{f_{ywd} * z * \cot(\theta)} = 10,3 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Velger $\cot(\theta) = 2,0$ Etter HB N400: Punkt 7.6.2

Benytter bøyer $\varnothing 20$:

$$A_{sw,1} = \pi * (10)^2 = 314,159 \text{ mm}^2 \text{ Per snitt}$$

Benytter 6 snitt

$$S = \frac{A_{sw}}{A_{sw,s}} = 183,05 \text{ mm}$$

Velger å benytte bøyer $\varnothing 20S170$

7.4.2 Skjærkrefter mellom betongstøp på ulike tidspunkter

Kontrollerer støpeskjøtene for skjærkrefter. Utfører kontroll etter EK2-1-1: 6.2.5. Største opptredende skjærkrefter finnes midt på brua, dvs i støpeskjøt nummer 3. Støpeskjøten ligger 6m til venstre for akse 5, skjærkreftene i støpeskjøten i betraktet snitt hentes fra NovaFrame. Har følgende skjærkraft og normalkraft i støpeskjøten:

$$V_{Ed, \text{støpeskjøt}} = 5230 \text{ kN}$$

$$N_{Ed, \text{støpeskjøt}} = 36\,383 \text{ kN}$$

Beregner opptredende skjærspenning i støpeskjøten etter EK2-1-1: 6.2.5(1)

$$V_{Ed,i} = \frac{\beta * V_{Ed, \text{støpeskjøt}}}{z * b_i} = 0,452 \text{ MPa}$$

b_i representerer bredden på støpeskjøten som i vårt tilfelle er lik bredden av brua eks. kantdragere.

$$b_i = 10100 \text{ mm}$$

Kapasiteten på støpeskjøten beregnes etter EK2-1-1: 6.2.5(1), formel (6,25).

$$V_{Rdi} = c * f_{ctd} + \mu * \sigma_n + \rho * f_{yd} * (\mu * \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 * v * f_{cd}$$

Etter HB N400 punkt 7.9.2 skal vertikale støpeskjøter ha fortanning. Setter derfor $c = 0,50$ og $\mu = 0,9$ etter EK2-1-1: 6.2.5(2).

Får da følgende kapasitet på støpeskjøten:

$$V_{Rdi} = c * f_{ctd} + \mu * \sigma_n + \rho * f_{yd} * (\mu * \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 * v * f_{cd} = 6,273 \text{ MPa}$$

Siden $V_{Ed,i} \ll V_{Rd,i}$, har støpeskjøten tilstrekkelig skjærkapasitet.

7.4.3 Kontroll av skjærtrykkkapasitet

Kontroll av skjærtrykkkapasiteten til tverrsnittet gjøres etter EK2-1-1: 6.2.3, formel(6.14).

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * u_1 * f_{cd} * \frac{\cot(\theta) + \cot\alpha}{1 + \cot\theta^2} = 73650 \text{ kN}$$

Siden $V_{Rd,max} \gg V_{Ed,0} \rightarrow$ Bruas kapasitet med hensyn på skjærtrykk er tilstrekkelig.

7.4.4 Kontroll av skjærkrefter mellom steg og flens

Utfører kontroll etter EK2-1-1: 6.2.4, mellom steg og flens som tar hensyn til langsgående skjærspenninger i brutverrsnittet.

Største belastning forekommer over akse 5, men da tverrsnittet her har en betydelig større kapasitet velger vi å utføre kontroll i midtfelt og over støtte i akse 3. Opptredende skjærspenning beregnes etter EK2-1-1: 6.2.4(3):

$$V_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f * \Delta x}$$

Δx Representerer i formelen halve avstanden fra momentnullpunktet til maks moment.

ΔF_d Representerer endringen i normalkraft i flensen over lengden Δx .

h_f Representerer flensens tykkelse.

7.4.4.1 Kapasitet over støtte i akse 3

Finner av standen mellom momentnullpunkt og maksimalt feltmoment fra NovaFrame. Avstanden er satt til 3,0m.

Endring i normalkraft i akse 3 blir:

$$\Delta F_{d,s} = \frac{M_{maks} * A_{flens}}{z * A_{totalflens}} - \frac{M_{\Delta x,s} * A_{flens}}{z * A_{totalflens}} = 4970 \text{ kN}$$

Får da følgende skjærspenning over støtte i akse 3:

$$V_{Ed,s} = \frac{\Delta F_{d,s}}{h_f * \Delta x,s} = 4,31 \text{ MPa}$$

$\cot(\Theta_{f,s}) = 1,25$ da betraktet flens er i strekk. Etter EK2-1-1: 6.2.4(4)

$$V_{Rd,s} = v * f_{cd} * \sin(\Theta_{f,s}) * \cos(\Theta_{f,s}) = 6,117 \text{ MPa}$$

Da $V_{Ed,s} < V_{Rd,s}$, vil det si at kapasiteten mot trykkbrudd er tilstrekkelig.

Kontrollerer etter EK2-1-1: 6.2.4(6) om det er beregningsmessig behov for ekstra armering for å ta opp skjærkreftene mellom steg og flens.

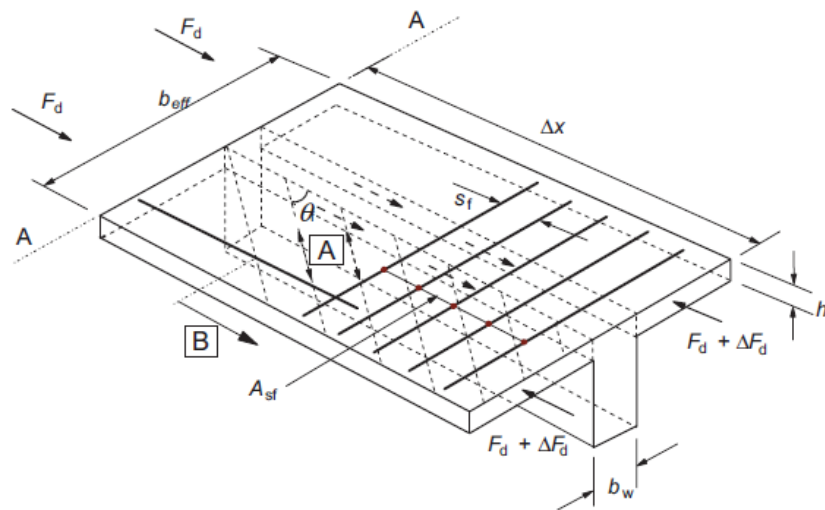
Ikke behov for å legge inn ekstra armering dersom:

$$V_{Ed,s} \leq k * f_{cd}$$

$$k * f_{cd} = 0,4 * 1,53 = 0,612 \text{ MPa}$$

$$V_{Ed,s} = 5,56 \text{ MPa}$$

Kravet er derfor ikke tilfredsstillt. Er nødvendig å legge inn ekstra mengde med armering over støtte. Legger inn Ø20s150mm i lengderetningen.



Figur 28: Betegnelser for forbindelsen mellom steg og flens.[7]

7.4.4.2 Kapasitet i midtfelt

Finner av standen mellom momentnullpunkt og maksimalt feltmoment fra NovaFrame. Avstanden er satt til 8,0m.

Endring i normalkraft i midtfelt blir:

$$\Delta F_{d,f} = \frac{M_{maks} * A_{flens}}{z * A_{totalflens}} - \frac{M_{\Delta X,f} * A_{flens}}{z * A_{totalflens}} = 2160 \text{ kN}$$

Får da følgende skjærspenning i midtfelt:

$$V_{Ed,f} = \frac{\Delta F_{d,f}}{h_f * \Delta x_f} = 0,865 \text{ MPa}$$

$\text{Cot}(\Theta_{f,f}) = 2,0$ da betraktet flens er i trykk. Etter EK2-1-1: 6.2.4(4)

$$V_{Rd,f} = v * f_{cd} * \sin(\Theta_{f,f}) * \cos(\Theta_{f,f}) = 5,01 \text{ MPa}$$

Da $V_{Ed,f} \ll V_{Rd,f}$, vil det si at kapasiteten mot trykkbrudd er tilstrekkelig.

Kontrollerer etter EK2-1-1: 6.2.4(6) om det er beregningsmessig behov for ekstra armering for å ta opp skjærkreftene mellom steg og flens.

Ikke behov for å legge inn ekstra armering dersom:

$$V_{Ed,f} \leq k * f_{cd}$$

$$k \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 1,53 = 0,612 \text{ MPa}$$

$$V_{Ed,f} = 0,865 \text{ MPa}$$

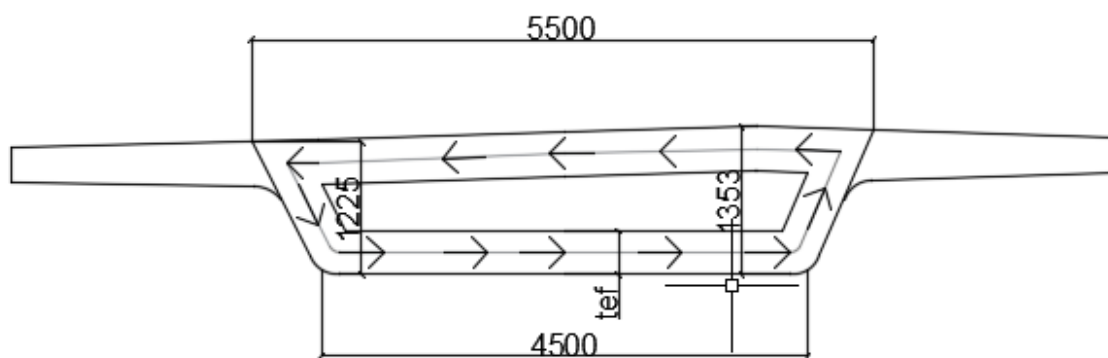
Kravet er derfor ikke tilfredsstillt. Er nødvendig å legge inne ekstra mengde med armering over støtte. Legger inn Ø20s150mm i lengderetningen.

7.5 Torsjonskapasitet

Ved kontroll av tverrsnites torsjonskapasiteten utføres det en bruddgrensek kontroll ved opplegg akse 8. Ved opplegg akse 8 er torsjonsmoment, $T_{Ed} = 7121 \text{ kNm}$. Kontrollen av tverrsnittet gjennomføres i henhold til EK2-1-1:6.3.2, og fullstendige beregninger finnes i Vedlegg H.

Etter EK2-1-1: 6.3.1(3): "Torsjonskapasiteten for et tverrsnitt kan beregnes på grunnlag av et tynnvegget lukket hulltverrsnitt der likevekten oppfylles ved en lukket skjærstrøm. Massive tverrsnitt kan modelleres ved hjelp av et likeverdig tynnvegget hulltverrsnitt. Komplekse former, f.eks. T-tverrsnitt, kan deles inn i en rekke deltverrsnitt som hver modelleres som et tilsvarende tynnvegget hulltverrsnitt, og den totale torsjonskapasiteten kan beregnes som summen av de enkelte konstruksjonsdelenes kapasitet".

Det gjøres en konservativ antagelse i vårt tilfelle. Antar et effektivt torsjonsareal bestående av et massivt areal til steg. Areal til flenser er neglisjert, da disse ikke bidrar vesentlig til torsjonskapasiteten. Antagelsen er i overensstemmelse med EK2-1-1: 6.3.1(3). Antatt torsjonsforløp over støtte i akse 8 er illustrert på figuren under.



Figur 29: Torsjonsforløp for brutverrsnitt

Kontrollerer kapasiteten til brutverrsnittet mot trykkbrudd. Trykkbrudd kan forekomme for konstruksjonsdeler som er utsatt for både torsjon og skjærkraft, og kapasiteten begrenses av betongtykkstavnens kapasitet. Ved interaksjon mellom torsjon og skjær skal følgende krav fra 6.3.2(4) i [7] oppfylles:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = 0,428 \leq 1,0$$

I vårt tilfelle er kravet oppfylt. Kan dermed konkludere med at trykkbruddkapasiteten til tverrsnittet er tilfredsstillende.

Kontrollerer også kapasiteten til tverrsnittet mot strekkbrudd, dvs. torsjonsmoment som gir opprissing. I vårt tilfelle har tverrsnittet over støtte en kapasitet, $T_{Rd,c} = 5464$ kNm, noe som er mindre enn opptredende torsjonsmomentet. Dette medfører at tverrsnittet vil ha beregningsbehov for torsjonsarmering.

Krefter fra torsjon tas opp av både lengdearmering og bøyer. Har etter kontroll av momentkapasiteten til tverrsnittet funnet ut at spennkablene har stor nok kapasitet til å ta opptredende bøyemoment alene. Kan derfor benytte all slakkarmering som er lagt inn til å ta påkjenningen som skyldes torsjon. Fra tidligere er det beregnet en minimum slakkarmering i overkant og underkant av tverrsnittet, med Ø25s150. Nødvendig torsjonsarmering blir etter EK2-1-1: 6.3.3(3), formel 6.28, følgende:

$$A_{sl,tot} = \left(\frac{T_{Ed}}{S \cdot A_k} \right) * \cot(\Theta) * \frac{U_k}{f_{yd}} = 49\,479 \text{ mm}^2$$

Antall armeringsstenger innenfor effektivt torsjonsareal beregnes fra følgende formel:

$$N_{slakk,tot} = \frac{A_{sl,tot}}{\left(\pi * \left(\frac{\emptyset}{2} \right)^2 \right)} = 100,8 \rightarrow \text{Velger å benytte 102 stk}$$

Får da følgende senteravstand på slakkarmeringen:

$$S_{sl} = \frac{0_{Torsjon}}{N_{slakk,tot}} = 120,32 \text{ mm}$$

HB N 400, punkt 7.8.2, anbefaler 80mm som minste avstand mellom horisontal armering for å få en god utstøping. Er dermed godt innenfor minimumskravet ihht HB N 400.

$$S_{sl} = \frac{0_{Torsjon}}{N_{slakk,tot}} = 120,32 \text{ mm} \rightarrow \text{Velger 10stk Ø25 s110}$$

Armeringsmengden økes som følge av et stort torsjonsmoment. Den opprinnelige senteravstanden til slakkarmeringen er 150mm, må reduseres. Får en beregningsmessig minste avstand på 117mm, velger derfor å bruke 110mm. Dette resulterer i en total lengdearmering på 104Ø25. Lengdearmeringen legges med en senteravstand på 110mm i hele tynnveggede hulltverrsnittet. Armeringen i flensene vil fortsatt bestå av Ø25s150.

Det er også nødvendig å legge inn bøyer for å ta opptredende torsjonsmomentet. Benytter bøyer med diameter 20mm, slik som under beregning av minimum skjærarmering. Senteravstanden mellom bøyene i lengderetning blir:

$$\frac{A_{sw,1}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd}} * \tan(\Theta) = 1,21 \frac{mm^2}{mm}$$

$$A_{sw} = \pi * (10)^2 = 314,15 \text{ mm}^2$$

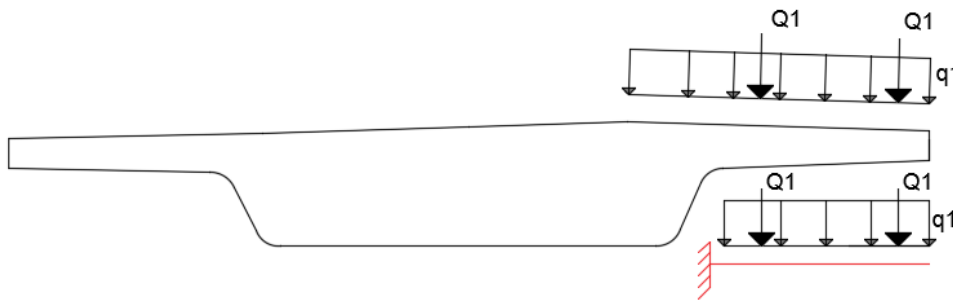
$$S \leq \frac{A_{sw}}{\frac{A_{sw,1}}{s}} = 173 \text{ mm}$$

Beregnet senteravstand kontrolleres opp mot krav i EK2-1-1, men disse blir ikke dimensjonerende. Velger derfor å benytte bøyer Ø20s170 som torsjonsarmering. Denne torsjonsarmeringen vil erstatte tidligere beregnet minimum skjærarmering.

7.6 Kapasitet i tverretningen

Armeringen i tverretning av tverrsnittet kontrolleres for moment og skjærkraft, som følge av belastning fra trafikk samt egenlast. Beregninger av armering i tverretning finnes i Vedlegg H. Har antatt slakkarmering $\text{Ø}25\text{s}150$.

Ved beregning av armering for flensen, ses flensen på som en utkrager ved innspenning i steget. Figur 30 illustrerer det statiske systemet for beregning i tverretning. Figuren viser også påførte trafikklaster.

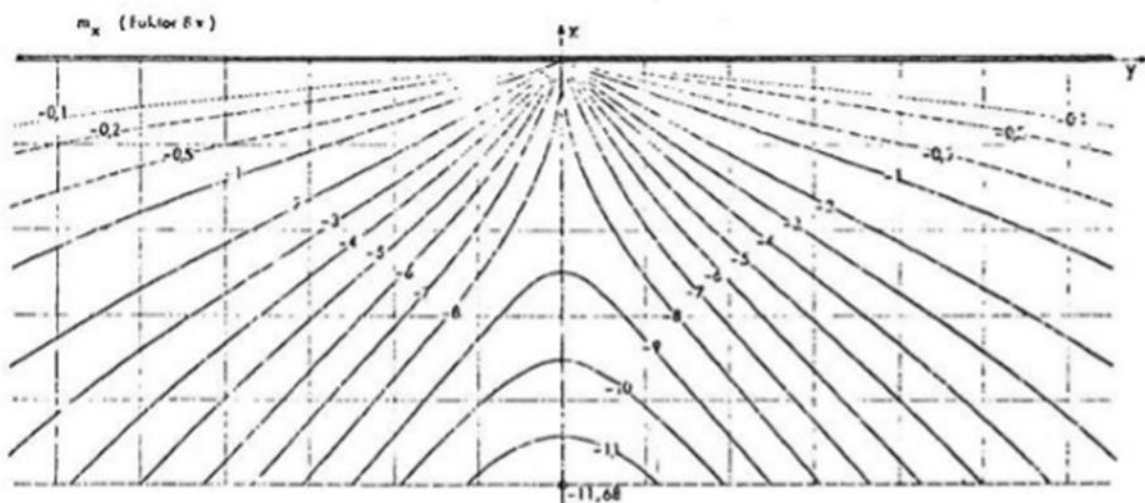


Figur 30: Statisk system for flens med påført trafikklaster LM1

Punktlasten $Q1$ plasseres 0,5m fra fri ende på utkrager, dermed er det med en horisontalavstand mellom punktlastene på 2,0m å plassere to punktlaste på utkrager.

Ved beregning av moment og skjærkapasitet på utkrageren antas det en stripe på 1m bredde. Moment og skjærkapasiteten for utkrageren finnes ved hjelp av formler fra [20] og [18]. Krefter ved innspenning fra egenvekt og jevnt fordelt trafikklaster, finnes ved statikkberegninger [18]

Benytter influenslinjene til Figur 31 ved beregning av opptredende moment på utkrager som følge av punktlast.



Figur 31: Influensfelt for beregning av opptredende moment i tverretning. [20]

Ved beregning av opptredende moment på grunn av punktlast benyttes følgende ligning:

$$M_{Ed, Q} = \frac{Q_i}{8 * \pi} * \mu_i * \gamma_{tr}$$

Finner ut at det er LM1 som blir dimensjonerende.

$$M_{Ed.tverr} = 211 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd.tverr} = 674,5 \text{ kNm}$$

Siden $M_{Rd.tverr} \gg M_{Ed.tverr}$ er tverrsnittes kapasitet tilstrekkelig, er ikke nødvendig med ekstra armering.

Opptredende skjærkrefter ved innspenning, på grunn av punktlast, beregnes med ved bruk av Diagram 4.1 [25].

Følgende ligning benyttes for å beregne skjærkraft fra punktlast:

$$V_{Qi} = k_{vi} * \frac{Q_i}{t_y}$$

k_v er en faktor som leses av i Diagram 4.1. Finnes ved hjelp av projisert areal av kontaktflaten til dekket og avstanden fra innspenning til kontaktflaten.

t_y Representerer projisert areal i bruas lengderetning

Q Representerer punktlast

Finner ved kontroll av skjærkrefter at LM1, gir størst opptredende belastning. Denne blir derfor dimensjonerende og benyttes derfor ved videre beregning.

$$V_{Ed.tverr} = 275,83 \text{ kN}$$

Øker armeringsareal med til lengdearmering i tverretning til $A_{s,min.tverr} = 4900 \text{ mm}^2$ får da en skjærkapasitet på:

$$V_{Rd.tverr} = 277,9 \text{ kN}$$

Siden $V_{Rd.tverr} > V_{Ed.tverr}$ Er skjærkapasiteten i tverretning til flens tilfredsstillende. Ikke behov for ekstra skjærarmering utover $A_{sw,min}$.

7.7 Oppsummering av bruddgrensetilstand

Opptredende krefter er hentet fra NovaFrame og kontrollert opp mot krav i EK2-1-1: kapittel 6. Armeringen i tverrsnittet er kontrollert opp mot krav i EK2-1-1: kapittel 9.

Tabell 12 viser oversikt over dimensjonerende lastvirkninger og kapasiteter, i felt og over støtte. Tverrsnittets utnyttelsesgrad er også beregnet for de aktuelle snittene.

Tabell 12: Oppsummering av opptredende krefter, kapasiteter og utnyttelsesgrad i ULS

		Opptredende	Kapasitet	Utnyttelse (%)
Moment (kNm)	Støttemoment akse 5	40 848	131 852	30,98 %
	Feltmoment (midtfelt)	45 390	91 549	49,58 %
Skjærkraft	Skjærstrekk u/behov for skjærarmering (kN)	6130	3059,7	200,34 %
	Skjærtrykk akse 3 (kN)	6541	72 910	8,97 %
	Skjær mellom steg og flens over støtte i akse 3 (MPa)	4,31	6,117	70,46 %
	Skjær mellom steg og flens i felt (MPa)	0,865	5,01	17,26 %
	Støpeskjøt (MPa)	0,452	6,273	7,20 %
Torsjon (kNm)	Trykkbrudd	7121	20 713	34,38 %
	Interaksjon mellom torsjon og skjær	0,428	1.0	42,8 %
	Riss-torsjonsmoment	7121	5460	130.4 %
Tverretning	Tverrmoment (kNm)	211	674.5	31.28 %
	Tverrskjær (kN)	275,83	277.9	99,25 %

Som det kommer frem av Tabell 12 har brutverrsnittet tilstrekkelig kapasitet i bruddgrensetilstanden. For alle lastvirkninger bortsett fra skjærstrekk i lengderetning og risstorsjonsmoment er det tilstrekkelig med minimum slakkarmering. Det legges inn ekstra bøyler for å ta opp opptredende skjærkraft og bøyler og lengdearmering for å ta opp risstorsjonsmomentet. Nødvendig slakkarmering av brutverrsnittet er vist i Tabell 13.

Tabell 13: Oversikt over mengde med slakkarmering i brua

Slakkarmering i brua			
	Antall	Diameter	Senteravstand
Total lengdearmering i steget	102 stk	Ø 25	110mm
Lengdearmering i flens		Ø 25	150mm
Tverrarmering i underkant		Ø 25	150mm
Tverrarmering i overkant		Ø 25	150mm
Skjærarmering i lengderetning		Ø 20	200mm
Skjærarmering i tverretning		Ø 20	600mm
Ekstra skjærarmering i flens over støtte		Ø 20	150mm
Ekstra skjærarmering i flens midtfelt		Ø20	150mm

8 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstanden (SLS) kontrolleres opp mot kapittel 7 i EK2-1-1. I bruksgrensetilstanden kontrolleres det at konstruksjonen tilfredsstillers krav til bestandighet, bruk og formål under hele sin brukstid.

For vår bru som består av etteroppspent betong med injiserte utsparringsrør, kan spennbetongtverrsnittet beregningene gjøres som for vanlig slakkarmert tverrsnitt [12]. Kapittel 7 i EK2-1-1 gir begrensninger ved beregning av følgende bruksgrensetilstander:

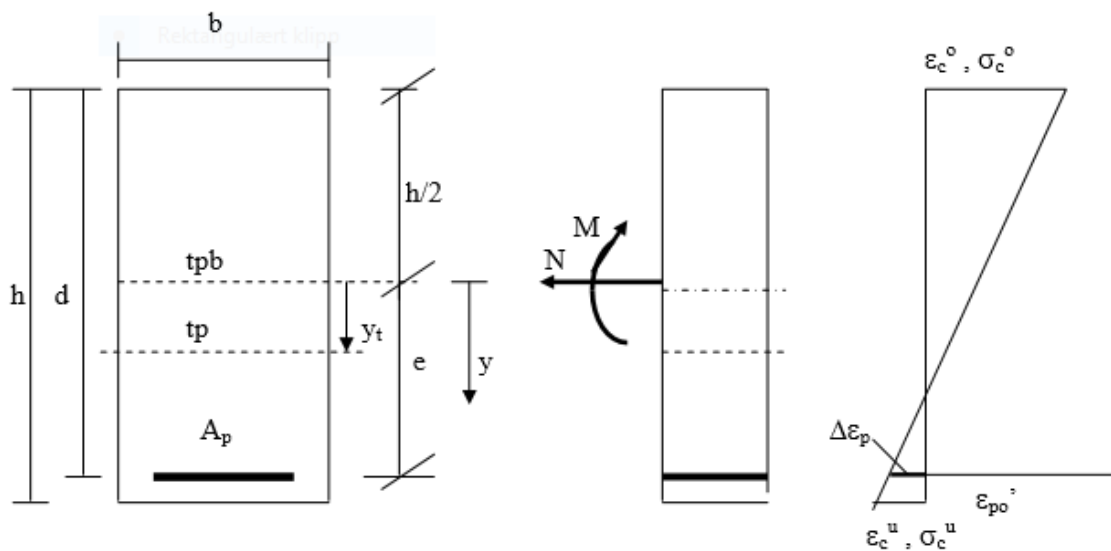
- Opptredene spenninger
- Rissvidde
- Nedbøyning

8.1 Bakgrunns teori

8.1.1 Stadium 1 og Stadium 2

Det finnes to tilstander for betongtverrsnitt i bruksgrensetilstand

- Stadium I Uopprisset tverrsnitt, lineære egenskaper
- Stadium II Opprisset tverrsnitt, lineære egenskaper



Figur 32: Betongtverrsnitt i Stadium I [18]

8.1.2 Spenningsbegrensninger

Trykkspenningen i betongen skal begrenses for å unngå at det oppstår riss i lengderetningen av brua. Hvis den karakteristiske lastkombinasjonen overskrider kritisk verdi kan det oppstå riss i lengderetningen. Opprissingen kan føre til en redusert bestandig til brua. I konstruksjonsdeler utsatt for miljø tilsvarende eksponeringsklasse XD, XF og XS bør trykkspenningen begrenses til en verdi $k_1 f_{cd}$. *NS-EN 1992-2: 2005+NA:2010: Eurocode 2:*

Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2: Bruer, spesifiserer at verdier i EK2-1-1: NA.7.2(2) skal benyttes og setter verdien $k_1=0.6$ og får da følgende krav:

$$\sigma_{c, kar} \leq 0,6 f_{ck}$$

Det kan antas lineær kryptøyning i betongen hvis spenningen i betongen under tilnærmet permanente laster er mindre enn $k_2 f_{cd}$. Hvis spenningene i betongen overskrider $k_2 f_{cd}$, bør det antas ikke-lineær kryptøyning i betongen.[7]. Får da følgende krav til spenningen under permanente laster:

$$\sigma_{c, kar} \leq 0,6 f_{ck}$$

Strekkspenninger i slakkarmering skal begrenses for å unngå in-elastikk tøyning, uakseptabel opprissing eller deformasjon. For å unngå dette skjer skal strekkspenningene i

slakkarmeringen ikke overskride kravene gitt i EK2-1-1: 7.2(5). For karakteristisk latskombinasjon er kravet $k_3 f_{yk}$, hvor verdien k_3 er gitt som 0,8 i EK2-1-1: NA 7.2(5). Kravet blir da:

$$\sigma_{c, arm} \leq 0,8 f_{yk}$$

Hvis spenningene er forårsaket på grunn av en påført deformasjon, skal strekkspenningene ikke overstige $k_4 f_{ck}$. I NA. 7.2(5) settes faktoren $k_4=1$. Kravet blir da:

$$\sigma_{s, påført deformasjon} \leq f_{yk}$$

Middelverdien av spenningene i spennkablene i brua skal ikke overskride $k_5 f_{pk}$. Faktoren k_5 er i NA. 7.2(5) satt til 0,75. Får da følgende krav:

$$\sigma_{p, middel, spennarmering} \leq 0,75 f_{pk}$$

8.1.3 Rissviddebegrensninger

Opprissing skal begrenses slik at konstruksjonens opprinnelige funksjon eller bestandighet skades eller gir den et uakseptabelt utseende.

Opprissing er vanlig i armerte betongkonstruksjoner som utsettes for påkjenninger som bøyning, skjær, torsjon eller strekk. [EK2-1-1]. EK2-2: NA.7.3.3 spesifiserer at metodene gitt i EK2-1-1: 7.3.3(2) til (4) kan benyttes. Det kan tillates riss uten krav til begrensning av rissvidden forutsatt at de ikke reduserer konstruksjonens funksjon. Grenseverdiene for den beregnede rissvidden, w_{max} finnes i EK2-1-1: NA.7.3.1 og tabell NA.7.1N angir anbefalte verdier for de forskjellige eksponeringsklassene. N 400 opplyser også at rissvidder skal beregnes etter EK2-1-1: 7.3.4.

Tabell NA.7.1N i [7], her gjengitt som Tabell 14. Faktoren $k_{c, tar}$ hensyn til virkningen av større overdekning enn kravet til $C_{min, dur}$, bestemmes av følgende uttrykk:

$$K_c = \frac{C_{nom}}{C_{min, dur}} \leq 1,3$$

Tabell 14: Grenseverdier for rissvidde [7]

Eksponeringsklasse	Armerte konstruksjonsdeler og forspente konstruksjonsdeler med spennarmering uten kontinuerlig samvirke		Forspente konstruksjonsdeler med spennarmering med kontinuerlig samvirke ³⁾	
	Lastkombinasjon	Grenseverdi	Lastkombinasjon	Grenseverdi
X0	Tilnærmet permanent	0,40 ¹⁾	Oftre forekommende	0,30 k_c
XC1, XC2, XC3, XC4	Tilnærmet permanent	0,30 k_c	Oftre forekommende	0,20 k_c
XD1, XD2, XS1, XS2	Tilnærmet permanent	0,30 k_c	Oftre forekommende	0,20 k_c
			Tilnærmet permanent	Trykkavlastning ²⁾
XD3, XS3	Oftre forekommende	0,30 k_c	Oftre forekommende	Trykkavlastning ²⁾
XSA	Vurderes særskilt ⁴⁾		Vurderes særskilt ⁴⁾	

¹⁾ For eksponeringsklasse X0 har rissvidden ikke påvirkning på bestandigheten, og denne grensen er satt for å gi akseptabelt utseende. Der det ikke er begrensninger av hensyn til utseende, kan verdien økes.

²⁾ Ved påvisning av at det ikke oppstår trykkavlastning forutsettes at hele tverrsnittet av spennarmeringen, eventuelt kabelkanalen for etteroppspente forspenningskabler, ligger minst Δc_{av} inn i trykksonen.

³⁾ Ligger spennarmeringen innenfor et lag av ordinær armering påvises beregningsmessig rissvidde både mot kravet for ordinær armering og mot kravet for spennarmering. Ved påvisning mot kravet for spennarmeringen benyttes ofte forekommende lastkombinasjon, den beregningsmessige rissvidden kan justeres med uttrykket $w_{\text{sk}} = w_k (\epsilon_{\text{sk}} / \epsilon_{\text{st}})$ der ϵ_{sk} er strekkføyningen i armeringen på siden med størst føyning, ϵ_{sk} er strekkføyningen i nivå med spennarmeringen og w_{sk} er en justert beregningsmessig rissvidde som sammenlignes med grenseverdiene i tabellen.

⁴⁾ En totalvurdering er nødvendig i disse tilfeller for å komme frem til en hensiktsmessig kombinasjon av konstruktiv utforming, materialsammensetning, overdekning, rissviddebegrensning og andre beskyttende tiltak.

8.1.4 Nedbøyningsbegrensning

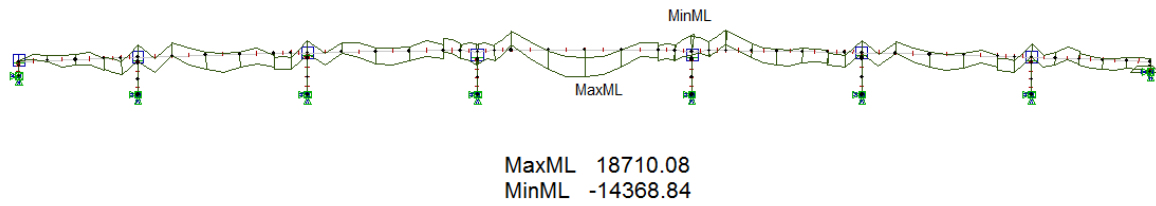
En konstruksjonsdel eller en konstruksjon skal ikke være utsatt for så stor deformasjon at det påvirker den funksjon eller utseende på en ugunstig måte[7].

I N 400, punkt 3.6.1 er deformasjonskravet til brukonstruksjonens brubane satt til $L/350$, hvor L = lengden av betraktet spenn. Med nedbøyning menes også negativ nedbøyning(oppbøyning). Punkt 3.6.2 gir et krav om at det ikke skal oppstå større deformasjonsforskjeller i fugekonstruksjonen i kjørebane på mer enn 10mm. Det er ikke gjort noen beregninger av nedbøyning i rapporten.

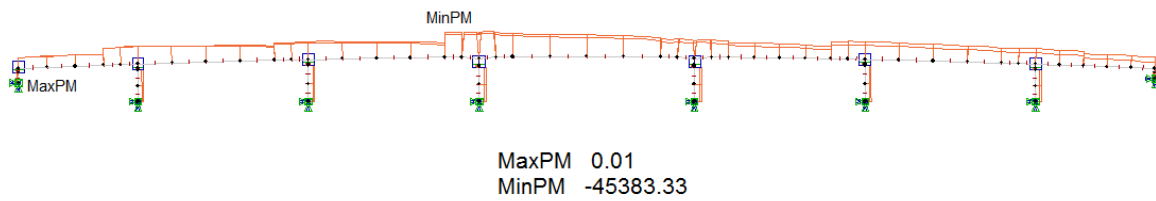
8.2 Diagrammer SLS

Under følger dimensjonerende diagrammer for bruksgrensetilstanden. Alle diagrammene er hentet fra analyse gjennomført i NovaFrame. Aktuelle lastfaktorer som inngår i de forskjellige analysene kommer frem av Tabell 10.

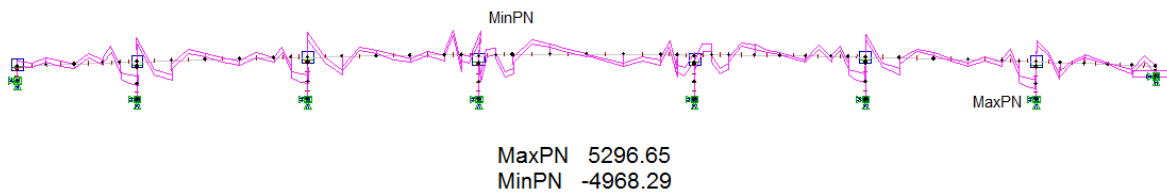
8.2.1 SLS, Karakteristisk lastkombinasjon



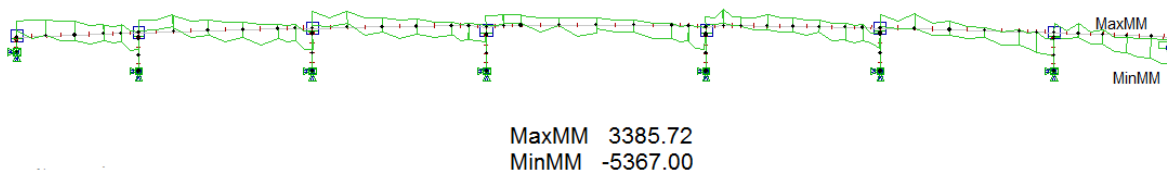
Figur 33: SLS kar, momentdiagram (kNm)



Figur 34: SLS kar, aksialkraftdiagram (kN)

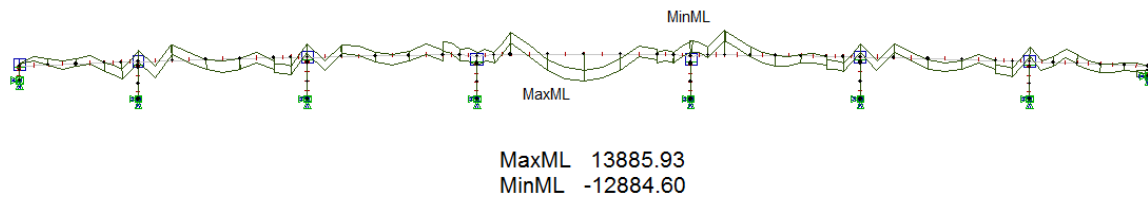


Figur 35: SLS kar, skjærkraftdiagram (kN)

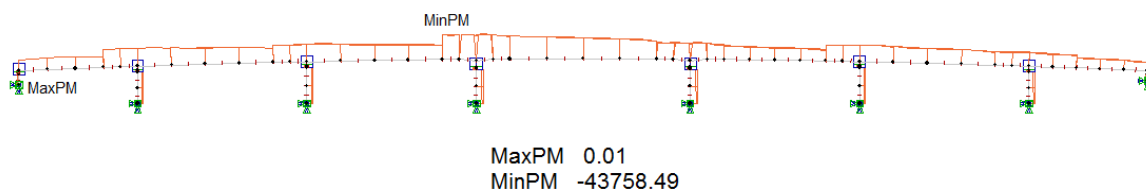


Figur 36: SLS kar, torsjonsmomentdiagram (kNm)

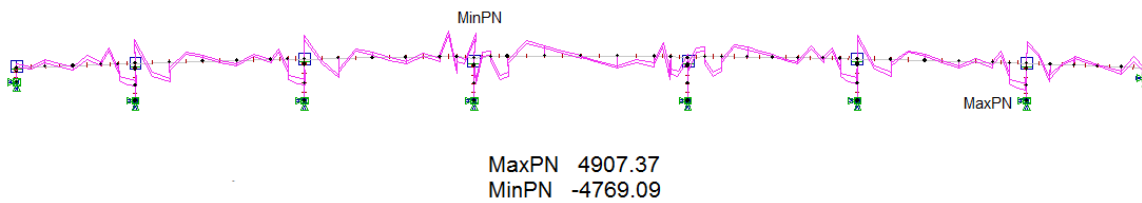
8.2.2 SLS, Ofte forekommende lastkombinasjon



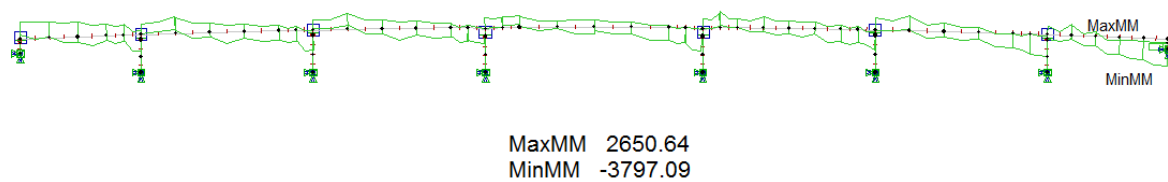
Figur 37: SLS ofte, momentdiagram (kNm)



Figur 38: SLS ofte, aksialkraftdiagram (kN)

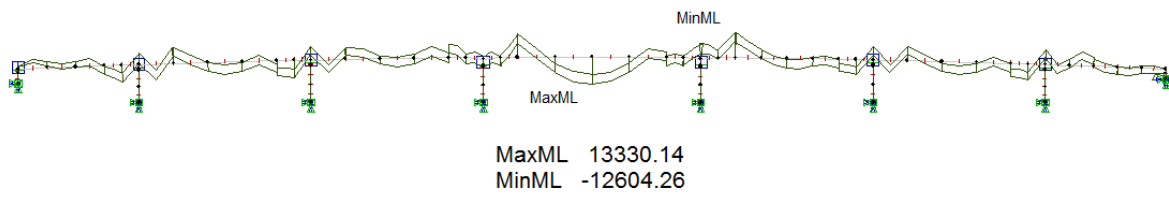


Figur 8.8 – SLS ofte, skjærkraftdiagram (kN)

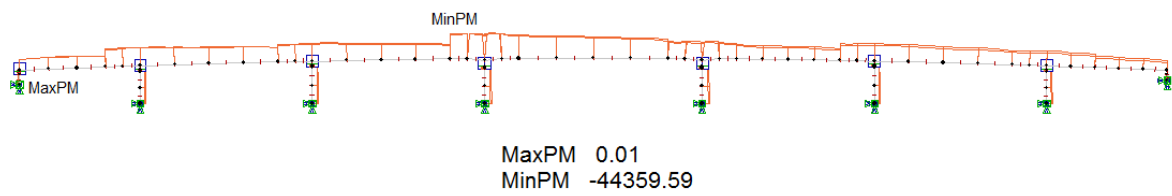


Figur 39: SLS ofte, torsjonsmomentdiagram (kNm)

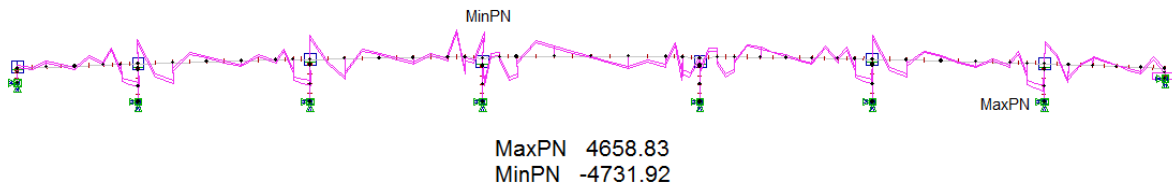
8.2.3 SLS, Tilnærmet permanent lastkombinasjon



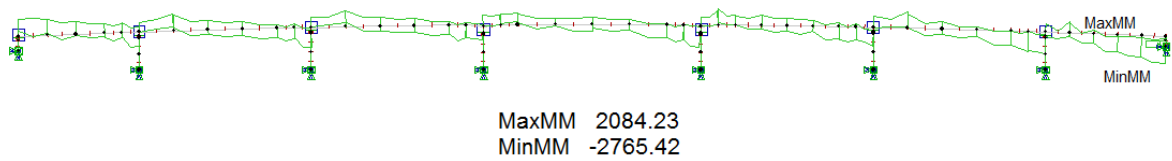
Figur 40: SLS tiln, momentdiagram (kNm)



Figur 41: SLS tiln, aksialkraftdiagram (kN)



Figur 42: SLS tiln, skjærkraftdiagram (kN)



Figur 43: SLS tiln, torsjonsmomentdiagram (kNm)

8.3 Dimensjonering i SLS

Dimensjonering i bruksgrensetilstand(SLS) gjennomføres i henhold til EK2-1-1: Kapittel7. Fullstendige beregninger i bruksgrensetilstanden finnes i vedlegg I.

8.3.1 Spenningsbegrensning i stadium I

Det gjøres en kontroll av opptredende spenninger for lastkombinasjonene karakteristisk, tilnærmet permanent og ofte forekommende. Benytter formler fra [12] og [18] til beregning av beregning av opptredende spenninger i betong tverrsnittet. Fullstendige beregninger av opptredende spenninger finnes i Vedlegg I. Hovedpunktene er gjengitt i Tabell 15.

Tillatt trykkspenning for de ulike lastkombinasjonene er gitt i kapittel 8.1.2. Grenseverdien for strekkspenninger i betongen, $f_{ct,eff}$, settes etter EK2-1-1: 7.1(2) lik $f_{ctm}=3.8$ MPa, hentet fra EK2-1-1: Tabell 3.1. for betong av kvalitet B 45.

Tabell 15: Opptredende spenninger stadium I

Karakteristisk						
	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,kar}$	$\sigma_{c,kar} < \sigma_{c,Rd}$	f_{ctm}	f_{Ed}	$f_{Ed} < f_{ctm}$
Ved opplegg, akse 5	27	5,923	OK	3,8	0,378	OK
Midtfelt, akse 4-5	27	4,409	OK	3,8	-	OK
Tilnærmet permanent						
	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,perm}$	$\sigma_{c,perm} < \sigma_{c,Rd}$	f_{ctm}	f_{Ed}	$f_{Ed} < f_{ctm}$
Ved opplegg, akse 5	20,25	5,601	OK	3,8	0,31	OK
Midtfelt, akse 4-5	20,25	4,173	OK	3,8	-	OK
Ofte forekommende						
	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,ofte}$	$\sigma_{c,ofte} < \sigma_{c,Rd}$	f_{ctm}	f_{Ed}	$f_{Ed} < f_{ctm}$
Ved opplegg, akse 5	-	5,71	-	3,8	0,343	OK
Midtfelt, akse 4-5	-	4,097	-	3,8	-	OK

Som Tabell 15 viser er trykkfastheten til betongen er tilstrekkelig for lastkombinasjonene karakteristisk og tilnærmet permanent. EK2-1-1: 7.2 har kun angitt spenningsbegrensninger for disse to lastkombinasjonene, har derfor antatt at trykkapasiteten er tilstrekkelig i lastkombinasjonen ofte forekommende også.

Da alle kontroller av spenningsbegrensning i Stadium I er tilfredsstillende er det ikke nødvendig med Stadium II beregninger, men er likevel nødvendig å kontrollere spennarmeringens plassering i tverrsnittet da det er krav til trykkavlastning for spennarmeringen.

8.3.2 Spenningsbegrensning i tverretningen

Utfører bruksgrense kontroll av armeringen i tverretningen. Kontrollerer overgangen mellom steg og flens i tverrsnittet. Utfører kontroll i lastkombinasjonene karakteristisk og tilnærmet permanent. Antar samme statiske system som ved beregning i bruddgrensetilstand, Figur 7.11. Bredden på utkrageren settes til 1 meter, og slakkarmering i tverretningen er Ø25s150. Fullstendige beregninger i bruksgrensetilstand finnes i vedlegg I.

Finner rissmomentet, M_{cr} , til utkrageren ved å anta et uopprisset tverrsnitt. LM1 blir dimensjonerende lastvirkning på flensen, og denne benyttes derfor ved videre beregning.

$$M_{cr} = 104,131 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed.tverr.kar.} = 178,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed.tverr.perm} = 121,29 \text{ kNm}$$

Siden $M_{Ed.tverr.perm}$ og $M_{Ed.tverr.perm} > M_{cr}$, må tverrsnittet beregnes i Stadium II, opprisset tilstand. Ved beregning i Stadium II beregnes ny trykksonehøyde og bøyestivhet til tverrsnittet. Kontrollerer opptredendespenninger i slakkarmeringen og trykkspenningen i betongen, opp mot gjeldende krav til karakteristisk lastkombinasjon.

Resultatene fra spenningskontrollen er visst i Tabell 16. Fra tabellen kan man konkludere med at kravene for spenningsbegrensninger er tilfredsstillt for begge lastkombinasjonene i tverretningen.

Tabell 16: Spenningskontroll i tverretningen i Stadium II

	$\sigma_{tillatt}$	σ_{kar}	$\sigma_{kar} < \sigma_{tillatt}$
Betong(B 45), σ_c	27 MPa	5,383 MPa	OK
Slakkarmering, σ_s	400 MPa	94,443 MPa	OK

8.4 Rissviddebegrensning

Etter HB N 400, punkt 7.7.1 skal beregning av rissvidder gjøres etter EK2-1-1: 7.3.4. Et forenklet alternativ er å beregne stangstørrelsen eller senteravstand på armeringen, etter EK2-1-1: 7.3.3.

Rissviddebegrensning kontrolleres i lastkombinasjonene tilnærmet permanent og ofte forekommende, etter EK2-1-1: Tabell NA.7.1N i EK2-1-1. I vårt tilfelle er betongen i overbygningen på brua satt i eksponeringsklasse XD 1 for oversiden av tverrsnittet, og XS 3 for undersiden av tverrsnittet. De beregningsmessige rissviddene, w_{\max} , for de ulike lastkombinasjonene blir da:

- Tilnærmet permanent:

Slakkarmering: $w_{\max.ok.perm} = 0,3k_{c.ok} = 0,45$ (Overkant)

Spennarmering: $w_{\max.ok} = \text{Trykkavlastning}$ (Overkant)

- Ofte forekommende:

Slakkarmering: $w_{\max.uk.ofte} = 0,3k_{c.uk} = 0,45$ (Underkant)

Spennarmering: $w_{\max.uk.ofte} = \text{Trykkavlastning}$ (Underkant)

$w_{\max.ok.ofte} = \text{Trykkavlastning}$ (Overkant)

Siden det er krav til trykkavlastning for spennarmeringen både i overkant og underkant av tverrsnittet, er dette kravet strengere enn rissviddekravet.

Det vil derfor ikke bli utført rissviddeberegninger av tverrsnittet.

8.5 Trykkavlastning

Da tverrsnittet til brua er satt i henholdsvis eksponeringsklasse XD1 for oversiden og XS3 for undersiden er det krav til trykkavlastning både over støtte og i felt.

Det betyr at man får trykkspenninger i nesten hele tverrsnittet for lastkombinasjonene tilnærmet permanent og ofte forekommet.

Kravet fra EK2-1-1: Tabell 7.1N er at betongtverrsnittet skal ha trykkspenning i høyde med kabelrørene pluss toleransen, $\Delta_{Cdev} = 25\text{mm}$, noe som er strengere enn krav fra EK2-1-1:

4.4.1.3

Betrakter tverrsnittet å være i trykk, uten opprissing, dvs i Stadium I. Antar materialet å være lineært elastisk.

Henter tyngdepunktet til tverrsnittet fra NovaFrame. Spenningen i betraktet snitt utføres med følgende formel:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I_s} \cdot y$$

y representerer avstanden fra tyngdepunkt til kontrollsnitt.

Spennarmering gir et stort bidrag med aksialkraft i form av trykk, og vil være hoved bidraget til spenningen. Får en momentvirkning på grunn kablens plassering, noe som vil gi en gunstig effekt.

Ved midtfelt er hele tverrsnittet i trykk, dvs. kravet til trykkavlastning er tilfredsstillt. Velger å utføre kontroll for trykkavlastning i lastkombinasjon karakteristisk da denne er dimensjonerende ved akse 5.

Spennarmeringen ved akse 5 ligger på 1978mm fra uk tverrsnitt. Det er krav at det skal være trykkspenning på høyde med kabelrørene $+ \Delta_{Cdev} = 1978 + 25 = 2003\text{mm}$.

Får ved beregning en trykksonehøyde på 2042 mm $> 2003\text{mm}$, dvs krav til trykkavlastning tilfredsstillt.

8.6 Oppsummering av bruksgrensetilstand

Tverrsnittet vil forbli uopprisset i lastkombinasjonene karakteristisk, tilnærmet permanent og ofte forekommende. Stadium II beregninger av tverrsnittet er derfor ikke nødvendig.

Ved kontroll av spenningsbegrensning finner vi ut at hele tverrsnittet er i trykk på alle betraktede snitt. Kravet til trykkavlastning er derfor tilfredsstillt for hele tverrsnittet.

Plassering og mengde spennarmering er tilfredsstillende.

9 Verifikasjon av lastvirkning i NovaFrame

Analyse utført i NovaFrame fremstiller de fleste resultatene man ønsker, men det er ikke så mye som skal til for at resultatene kan bli meget misvisende. Klassifiserer kilder til feil i følgende fire kategorier:

1. Modelleringsfeil: Idealisering av reell modell til statisk modell som kan brukes til analyse. Forenklinger av geometri, laster og materialegenskaper kan medføre feil i analysen.
2. Diskretiseringsfeil: Deler opp modell som skal analyseres i elementer, noder, knutepunkter og randbetingelser. Man vil få ut resultater som er unøyaktige dersom man ikke har benyttet en modell med hensiktsmessige elementer, matematisk modell eller elementinndeling
3. Numerisk behandling: Verdier som legges inn i programmet(input-data), må være nøyaktig om resultatene (ut-data) skal bli riktige.
4. Tolkingsfeil: etter at analysen er utført skal man hente ut resultater. Dårlig oppløsning eller avlesning av verdier på feil plass kan det få store konsekvenser.

Sammenlikner resultater fra NovaFrame, med analyse utført i rammeprogrammet FAP 2D. Resultatene fra disse to analysene gir oss en god indikasjon om NovaFrame utfører analysen slik brukeren ønsker, at lastvirkningen hentes ut på rett plass og at kreftene er i riktig størrelsesorden. Snittene som kontrolleres er midtfeltet mellom akse 4-5 og støtte i akse 4.

9.1 Verifikasjon av egenvekt

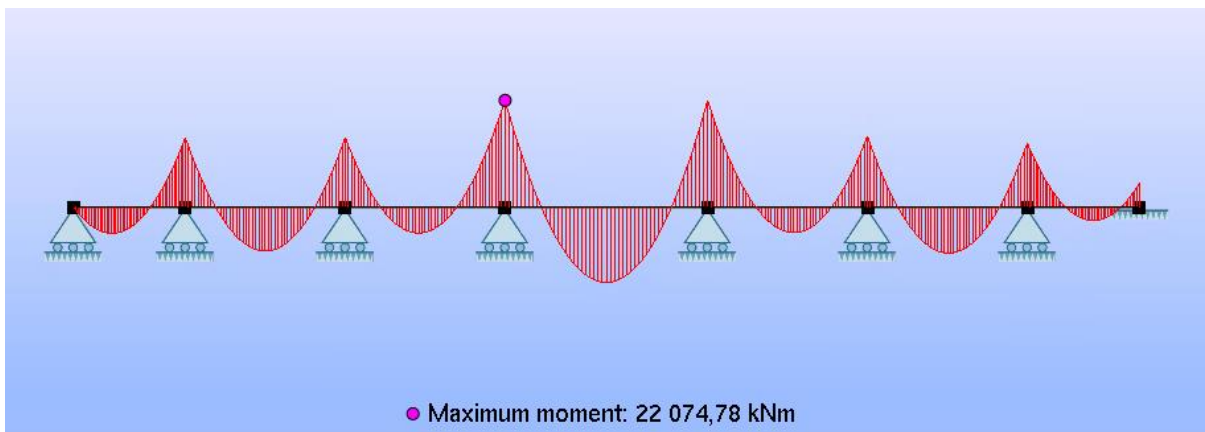
Tabell 17: Oppsummering av verifikasjon egenvekt

Moment	Støtte ved akse 4	Midtfelt akse 4-5
FAP 2D[kNm]	22 075	15 628
NovaFrame [kNm]	25 387	12 701
Avvik [kNm]	-3312	2927

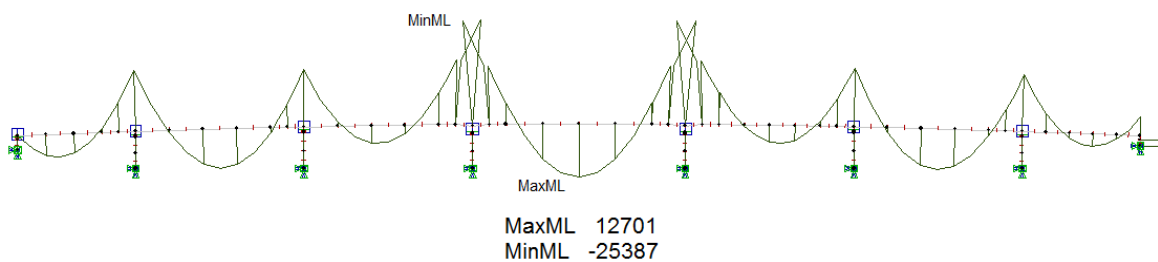
NovaFrame regner selv ut tverrsnittsareal, og beregner egenvekten fra densitetallet som oppgis. Det vises en forskyvning av momentdiagrammet på ca 3000kNm, noe som skyldes at beregningene i FAP 2D ikke er modellert med økningen i tverrsnittet rundt akse 4 og akse 5 slik som NovaFrame modellen (Figur 44). Økningen av tverrsnittet medfører en økning av stivheten som igjen fører til økt støttemoment og tilsvarende reduksjon av feltmomentet. Dette ble kontrollert ved å kjøre en analyse i NovaFrame med konstant tverrsnitt. Da hadde momentdiagrammene et avvik på mindre enn 0.1kNm.



Figur 44: Endring i tverrsnitt Akse 4 og 5. NovaFrame



Figur 45: Momentdiagram egenvekt, FAP2D



Figur 46: Momentdiagram egenvekt, NovaFrame

9.2 Verifikasjon av egenvekt av kantdragere og slitelag

Tabell 18: Oppsummering av verifikasjon, egenvekt av kantdragere og slitelag

Moment	Støtte ved akse 4	Midtfelt akse 4-5
FAP 2D [kNm]	5 994	4 243
NovaFrame [kNm]	6 798	3 443
Avvik [kNm]	-804	800

Egenvekt av kantdragere og slitelag er lagt inn som Distributed load i NovaFrame. Verifikasjon av egenvekt av kantdragere og slitelag ble utført for å sjekke om lastene ble korrekt behandlet i NovaFrame. Resultatene fra egenvekt av kantdragere og slitelag gir samme indikasjon som egenvekten.

9.3 Verifikasjon forspenning

Siden brua er en statisk ubestemt konstruksjon, består resulterende moment fra forspenningen av deler. De ulike delene er $M_{\text{primær}}$ og M_{tvang} .

M_{tvang} oppstår på grunn av at konstruksjonen er statisk ubestemt og ikke kan bevege seg fritt. $M_{\text{primær}}$ finnes direkte fra spennkraften multiplisert med spennarmeringens eksentrisitet til nøytralaksen ($P \cdot e$).

Får da følgende uttrykk på resulterende moment:

$$M_{\text{full}} = M_{\text{primær}} + M_{\text{tvang}}$$

Ved beregning settes $P_{\text{max}} = A_p \cdot \sigma_{p,\text{max}} = 4206 \text{ kN}$

Får følgende primærmoment ved støtte akse 4:

$$M_{\text{primær}} = P_{\text{max}} \cdot e \cdot n_{\text{kabler}} = 51\,690,7 \text{ kNm}$$

Må trekke fra spennkrafttapet som kommer av kryp,svinn,relaksasjon og låsetap.

$$M_{\text{primær.m.spenn.tap.}} = M_{\text{primær}} \cdot (1 - 0,09234) = 46\,918 \text{ kNm}$$

Tabell 19: Oppsummering av verifikasjon, forspenning

Moment	Støtte ved akse 4
Håndberegnet [kNm]	46 918
NovaFrame [kNm]	47 807
Avvik [kNm]	-889
Avvik [%]	1,9 %

Resultatene viser at NovaFrame behandler momentet fra forspenning på ønskelig måte.

9.4 Verifikasjon av vindlast

Vindlasten er lagt inn som Distributed load og følger samme prinsipp som egenvekt av kantdragere og slitelag.

9.5 Verifikasjon av temperatur, kryp og svinn etter 100år

Har ikke utført beregninger for temperatur, kryp og svinn. Bidragene er relativt små sammenlignet med øvrige laster og forholdsvis tidkrevende beregninger.

10 Oppsummering/ konklusjon

Oppgaven har gått ut på å gjennomføre analyse og prosjektering av en etteroppspent betongbru i Haram Kommune. Hovedfokuset i oppgaven har vært å sette seg inn i gjeldende regelverk, aktuelle analyseprogrammer og beregningsmetoder

I oppgaven er analyseprogrammet NovaFrame 5 benyttet. Programmet trenger alle parametere angitt manuelt for å kunne kjøre analyse og få gode resultater. Dette er en tidkrevende prosess, men det opparbeides god forståelse for bruprosjektering ved å bruke dette programmet. For å få et mer nøyaktig resultat fra NovaFrame bør det være finere elementinndeling. I tillegg bør spennkablene starte og slutte i noder. Noen av spennkablene har ikke start- eller endepunkt i noder som medfører et sprang i momentdiagrammet for spennarmeringen. Dette er ikke ønskelig, og fører til noe unøyaktige resultater ved analysene. I modellen er det modellert inn kryp i byggefaser, men dette er ikke bearbeidet og kan sees på ved eventuelt videre arbeid.

I bruddgrensetilstand er det gjennomført kontroller for skjær-, moment- og torsjonskrefter i lengderetningen. I tverretningen er det kontrollert for skjær og moment. Alle kapasitetskontroller i bruddgrensetilstanden er tilfredstillende for spennarmeringen. For alle lastvirkninger bortsett fra skjærstrekk i lengderetning og risstorsjonsmoment er det tilstrekkelig med minimum slakkarmering. Det legges inn ekstra bøylor for å ta opp opptredende skjærkraft, og bøylor i tillegg til lengdearmering for å ta opp risstorsjonsmomentet.

I bruksgrensetilstand ble krav for spenningsbegrensning og rissvidder kontrollert. Siden det er krav til trykkavlastning i både underkant og overkant, skal spennarmeringen ligge minimum $\Delta c_{dev} = 25$ mm innenfor betongtrykksonen. I alle snitt som er sjekket befinner spennarmeringen seg innenfor denne grensen, for alle lastkombinasjonene i bruksgrensetilstanden. Med tanke på de strenge kravene for trykkavlastning vil det være nærliggende å tro at det er dette som vil være dimensjonerende for spennkablene. Lastkombinasjonen Karakteristisk er den kombinasjonen som er nærmest å ligge utenfor betontrykksonen, og med noe redusert spennarmeringsareal ville etterhvert armeringen ligge utenfor kravet. Det vil også være mulig å redusere spennarmeringen samtidig som den flyttes ned i betongtrykksonen, og dette vil påvirke momentkapasiteten.

Gjennom arbeidet med oppgaven har studentene oppnådd en god forståelse for prosjektering av betongkonstruksjoner og etteroppspente betongbruer. Studentene har fått god kjennskap til forskjellige regelverk spesielt med tanke på Eurokodene og sitter igjen med et stort læringsutbytte fra denne masteroppgaven.

11 Referanser

- [1] Standard Norge. NS-EN 1990:2002+NA:2008: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Brussel: Den europeiske standardiseringsorganisasjonen (CEN); 2008.
- [2] Standard Norge. NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010. Endringsblad A1, Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Brussel: CEN; 2010.
- [3] Standard Norge. NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger. Brussel: CEN; 2008
- [4] Standard Norge. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster. Brussel: CEN; 2009
- [5] Standard Norge. NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termisk påvirkning. Brussel: CEN; 2008
- [6] Standard Norge. NS-EN 1991-2:2003+NA:2010: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer. Brussel: CEN; 2003
- [7] Standard Norge. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. Brussel: CEN; 2008
- [8] Standard Norge. NS-EN 1992-2:2005+NA:2010: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2: Bruer. Brussel: CEN; 2005
- [9] Dywidag International Systems. European Technical Approval, DYWIDAG PostTensioning, ETA-06/0022. Tyskland; 2011. ETA-06/0022. Tilgjengelig fra: Dywidag Norge, hentet 12.03.2016
- [10] Statens vegvesen. Håndbok N400: Bruprosjektering - Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner. Oslo: Statens vegvesen Vegdirektoratet; 2015. Statens vegvesens håndbøker.
- [11] Dywidag International Systems. DYWIDAG Bonded Post-Tensioning Systems using Strands. Tilgjengelig fra: Dywidag Norge, hentet 03.05.2016
- [12] Sørensen S. I. Betongkonstruksjoner. Trondheim: Tapir Akademisk Forlag; 2010.
- [13] NovaFrame og DovaDesign. Aas-Jakobsen. Tilgjengelig fra: Novaprog.com, hentet 04.03.2016.
- [14] Aas-Jakobsen K. Analyse av bruer. Aas-Jakobsen AS; 2010.
- [15] Aas-Jakobsen. User`s Guide - NovaFrame versjon 5; 2012
- [16] Aas-Jakobsen. Appendix 1: Ascii Command Input; NovaFrame versjon 5.0
- [17] Kanstad T. Langtidseffekter: Virkning av kryp, svinn og relaksasjon i bruer. [power point]. Trondheim: 2014.
- [18] Formelsamling TKT4220 Betongkonstruksjoner 2. Institutt for Konstruksjonsteknikk; NTNU: 2010

[19] Formelsamling TKT4175 Betongkonstruksjoner 1. Institutt for Konstruksjonsteknikk; NTNU: 2012

[20] Pucher. A. Einflu felder elastischer Platten. 1951.

[21] Johansen H. Praktisk prosjektering av etteroppspente betongbruer. [kurskompendium] NTNU; Statens vegvesen Vegdirektoratet: 2013.

[22] Statens vegvesen. Tilgjengelig fra:

<http://www.vegvesen.no/Fylkesveg/fv659nordoyvegen/Prosjektomtale>. Lest: 21.05.16.

[23] Store norske leksikon. Kryp. Store norske leksikon: 2005-2007. Tilgjengelig fra: Store norske leksikon, Kryp, hentet 12.05.2016.

[24] Bjøntegaard Ø. Teknologi rapport SVV, Volumendringer og riss tendens i betong. 2009.

[25] Norsk Betongforening. Publikasjon nr.6, Skjærkraftkapasitet for plater med konsentrerte laster. 1st ed. Oslo: Norsk Betongforenings Brøkomité; 1978

12 Vedleggsliste

Vedlegg A	Minimum slakkarmering i bruoverbygningen
Vedlegg B	Alder på betong ved oppspenningstidspunkt
Vedlegg C	Vindlastberegning
Vedlegg D	Kryptall og svinntøyning for betongen
Vedlegg E	Kryptøyning ved tap av spennkraft
Vedlegg F	Verifikasjon av lastvirkning i NovaFrame
Vedlegg G	Tap av spennkraft
Vedlegg H	Dimensjonering i bruddgrensetilstand (ULS)
Vedlegg I	Dimensjonering i bruksgrensetilstanden (SLS)
Vedlegg J	Tegningsgrunnlag fra Statens Vegvesen

Vedlegg A: Minimum slakkarmering i bruoverbygningen**Minimum lengdearmring**

Beregner minimum lengdearmring etter EK2-1-1: NA.9.2.1.1(1)

$$b_{bunn} := 4500 \text{ mm} \quad b_{topp} := 10010 \text{ mm} \quad h := 1353 \text{ mm}$$

$$c_{nom.ok} := 75 \text{ mm} \quad c_{nom.uk} := 115 \text{ mm}$$

$$m := 1000 \text{ mm}$$

Benytter lengdearmring $\varnothing 25$: $\varnothing_{lengde} := 30 \text{ mm}$ N 400 tabell 7.3Antar effektiv tverrsnittshøyde beregnet til senter av lengdearmring: $\frac{\varnothing_{lengde}}{2} = 15 \text{ mm}$

$$d_{bunn} := h - \left(c_{nom.uk} + \varnothing_{lengde} + \frac{\varnothing_{lengde}}{2} \right) = 1193 \text{ mm}$$

$$d_{topp} := h - \left(c_{nom.ok} + \varnothing_{lengde} + \frac{\varnothing_{lengde}}{2} \right) = 1233 \text{ mm}$$

$$f_{ctm} := 3.8 \frac{N}{mm^2} \quad f_{ck} := 45 \frac{N}{mm^2} \quad f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$$

Minimumsarmering i bunn av tverrsnittet blir: EK2-1-1: NA.9.2.1.1(1)

$$A_{s,min.bunn} := \max \left(0.26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot b_{bunn} \cdot d_{bunn}, 0.0013 \cdot b_{bunn} \cdot d_{bunn} \right) = 10608.2 \text{ mm}^2$$

Armering per breddemeter av tverrsnittet:

$$\frac{A_{s,min.bunn}}{b_{bunn}} \cdot 10^3 = 2357 \frac{mm^2}{m}$$

Minimumsarmering i topp av tverrsnittet blir:

$$A_{s,min,bunn} := \max \left(0.26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot b_{topp} \cdot d_{topp}, 0.0013 \cdot b_{topp} \cdot d_{topp} \right) = 24388.4 \text{ mm}^2$$

Armering per breddemeter av tverrsnittet:

$$\frac{A_{s,min,bunn}}{b_{topp}} \cdot 10^3 = 2436 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Velger å benytte lengde- og tverrarmering med Ø25s150:

$$\varnothing := 25 \text{ mm} \quad cc := 150 \text{ mm} \quad b_{bunn} := 4.5 \text{ m} \quad b_{topp} := 10 \text{ m}$$

$$A_s := \frac{\left(\pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2} \right)^2 \cdot \left(\frac{4500}{cc} \right) \right)}{b_{bunn}} = 3272 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Får følgende lengdearmering:

Underkant: $A_{s,uk} := A_s \cdot (b_{bunn} - (0.150)) = 14235.3 \text{ mm}^2$

$$n_{slakk,uk} := \frac{A_{s,uk}}{\left(\left(\frac{\varnothing}{2} \right)^2 \cdot \pi \right)} = 29 \quad \text{Velger } 29\varnothing 25$$

Overkant: $A_{s,ok} := A_s \cdot (b_{topp} - (0.240)) = 31939.5 \text{ mm}^2$

$$n_{slakk,ok} := \frac{A_{s,ok}}{\left(\left(\frac{\varnothing}{2} \right)^2 \cdot \pi \right)} = 65.07 \quad \text{Velger } 66\varnothing 25$$

Velger Ø25s150 i både tverr- og lengderetningen. Det resulterer i en lengdearmering på 29Ø25 i UK og 66Ø25 i OK.

Minimum skjærarmering*Minimum skjærarmering beregnes etter EK2-1-1: 9.2.2(5) og NA. 9.2.2(5)*Velger bøyer Ø16: $\varnothing_{bøyer} := 20 \text{ mm}$ N 400 tabell 7.3

$$\rho_{w.min} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 1.342 \cdot 10^{-3} \quad b_{bunn} := 4500 \text{ mm}$$

Setter vinkel α mellom lengdeaksen og skjærarmering til 90° .

$$\alpha := 90 \cdot \frac{\pi}{180}$$

$$A_{sw} := \rho_{w.min} \cdot b_{bunn} \cdot \sin(\alpha) \cdot m = 6037.4 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Senteravstand i tverretningen mellom bøylebein er gitt ved:

$$d := h - c_{nom.uk} - c_{nom.ok} - (2 \cdot \varnothing_{bøyer}) = 1123 \text{ mm}$$

$$S_{t,max} := 0.75 \cdot d \leq 600 \quad \text{EK2-1-1: 9.2.2 (8)}$$

$$S_{t,max} \leq 838 \text{ mm}$$

Velger senteravstand i tverretningen på: $S_{bøyer,t} := 400 \text{ mm}$

$$\text{Antall bøyer i tverretning:} \quad n_{bøyer} := \frac{(b_{bunn} - 100)}{S_{bøyer,t}} = 11 \text{ stk}$$

$$11 \text{ bøyer } \varnothing 16: \quad A_{sw,t} := 10 \cdot (\pi \cdot (8)^2) = 2010.6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Senteravstand i lengderetningen:} \quad S_{bøyer} := \frac{A_{sw,t}}{\frac{A_{sw}}{m}} = 333.028 \text{ mm}$$

Maksimal senteravstand etter
EK2-1-1: 9.2.2 (7):

$$S_{max} := 0.6 \cdot d \cdot (1 - \cot(\alpha)) = 673.8 \text{ mm}$$

$$S := 320 \text{ mm}$$

Velger bøyler Ø16s320

Vedlegg B: Alder betong ved oppspenningstidspunkt

Minimum sylindertykkfasthet ved oppspenning er på 32 MPa.

$$f_{ck,t} := 32 \text{ MPa}$$

$$f_{cm,t} := f_{ck,t} + 8 = 40 \text{ MPa} \quad \text{EK2-1-1: 3.1.2(5)}$$

$$f_{cm} := 53 \text{ MPa} \quad \text{EK2-1-1: Tabell 3.1}$$

Antar sementklasse N:

$$s := 0.25 \quad \text{EK2-1-1: 3.1.2(6)}$$

$$\beta_{cc}(t) := \exp\left(s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{0.5}\right)\right) \quad \beta_{cc} := 0.77879$$

Dette gir en verdi: $t=6.197$

$$f_{cm,t} := \beta_{cc} \cdot f_{cm} = 41.276$$

$$f_{ck,7} := f_{cm,t} - 8 = 33.276$$

$$\text{Kontroll} := \text{if}(f_{ck,7} \geq f_{ck,t}, \text{“OK”}, \text{“IKKE OK”}) = \text{“OK”}$$

Derfor antas det at brua påføres forspenning og egenvekt etter 7 døgn.

Vedlegg C: Vindlastberegning:

I følge EK1-1-4: Punkt 8.2. Merknad 3 er det ikke nødvendig med dynamiske beregninger på brua, grunnet spenn på mindre enn 40m. Brua plasseres i vindlastklasse I, ihht HB N400.

$$\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{EK1-1-4: NA.4.5(1)} \quad b := 11.1 \text{ m}$$

Referansevindhastighet Haram kommune:

$$v_{b,0} := 1.3 \cdot 30 = 39 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{EK1-1-4: NA.4(901.1) Merknad}$$

Basisvindhastigheten:

$$c_{dir} := 1.0$$

$$c_{alt} := 1.0$$

$$c_{season} := 1.0$$

$$c_{prob} := 1.0$$

$$v_b := c_{dir} \cdot c_{alt} \cdot c_{season} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} = 39 \quad \text{EK1-1-4: NA.4.2(2)P Merknad 2}$$

Stedsvindhastighet:

$$c_{0,z} := 1.0 \quad \text{EK1-1-4: 4.3.1 Merknad 1}$$

$$k_r := 0.16$$

$$z_0 := 0.003 \text{ m} \quad \text{EK1-1-4: NA.4.3.2 Tabell NA.4.1. Terrengruhetsklasse 0}$$

$$z_{min} := 2.0 \text{ m}$$

$$Z := 10 \text{ m}$$

$$c_{r,z} := k_r \cdot \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right) = 1.298$$

$$v_{m,z} := c_{r,z} \cdot c_{0,z} \cdot v_b = 50.617 \frac{m}{s} \quad \text{EK1-1-4: 4.3.1(1)}$$

Turbulensintensitet:

$$k_I := 1.0$$

$$I_{v,z} := \frac{k_I}{c_{0,z} \cdot \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right)} = 0.123 \quad \text{EK1-1-4: 4.4(1)}$$

Vindkasthastighetstrykk:

$$k_p := 3.5 \quad \text{EK1-1-4: NA.4.5(1)}$$

$$p := 1.25$$

$$q_p := 0.5 \cdot p \cdot v_{m,z}^2 \cdot (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_{v,z}) = 2.983 \cdot 10^3 \text{ Pa}$$

Basisvindhastighetstrykk:

$$q_b := 0.5 \cdot p \cdot v_b^2 = 950.625 \text{ Pa}$$

Vindlast på bru uten trafikklast

$$v_{s,z} := v_{m,z}$$

$$v_p := v_{s,z} \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_{v,z}} = 69.087 \text{ m/s}$$

Vindkraften i X-retning blir:

$$d_{tot} := 1.5 + 0.6 = 2.1 \text{ m} \quad \text{EK1-1-4: Tabell 8.1}$$

$$L := 1 \text{ m}$$

$$A_{refx} := d_{tot} \cdot L = 2.1 \frac{m^2}{m} \quad \text{EK1-1-4: Figur 8.3}$$

$$c_e := \frac{q_p}{q_b} = 3.138$$

EK1-1-4: 4.5(1)

$$c_{fx} := 1.3$$

EK1-1-4: 8.3.1(1) Merknad 2

$$C_x := c_e \cdot c_{fx} = 4.08$$

EK1-1-4: 8.3.2(1)

$$F_{wx} := 0.5 \cdot p \cdot v_b^2 \cdot C_x \cdot A_{refx} = 8.144 \cdot 10^3 \frac{N}{m}$$

Vindkraften i Z-retning blir:

$$c_{fz} := 0.9$$

EK1-1-4: NA.8.3.3(1)

$$C_z := c_e \cdot c_{fz} = 2.824$$

$$A_{refz} := b \cdot L = 11.1 \frac{m^2}{m}$$

$$F_{wz} := 0.5 \cdot p \cdot v_b^2 \cdot C_z \cdot A_{refz} = 2.98 \cdot 10^4 \frac{N}{m}$$

Vindkraften i Y-retning blir:

$$F_{wy} := 0.25 \cdot F_{wx} = 2.036 \cdot 10^3 \frac{N}{m}$$

EK1-1-4: 8.3.4(1)

Vindlast på bru med trafikklast

$$d'_{tot} := 1.3 + 2 = 3.3 \text{ m}$$

EK1-1-4: 8.3.1(5)

$$v'_b := 1.3 \cdot 35 = 45.5 \frac{m}{s}$$

EK1-1-4: NA.8.1(4)

$$q'_b := 0.5 \cdot p \cdot v_b'^2 = 1.294 \cdot 10^3$$

$$c'_e := \frac{q'_b}{q_b} = 1.361$$

$$\frac{b}{d'_{tot}} = 3.364$$

$$c'_{fx} := 1.5$$

EK1-1-4: 8.3.1 Figur 8.3

$$C'_x := c'_e \cdot c'_{fx} = 2.042$$

$$C'_z := c'_e \cdot c_{fz} = 1.225$$

Vindkraften i X-retning blir:

$$A'_{refx} := d'_{tot} \cdot L = 3.3 \text{ m}$$

$$F'_{wx} := 0.5 \cdot p \cdot v'_b{}^2 \cdot C'_x \cdot A'_{refx} = 8.718 \cdot 10^3 \frac{N}{m}$$

Vindkraften i Z-retning blir:

$$F'_{wz} := 0.5 \cdot p \cdot v'_b{}^2 \cdot C'_z \cdot A_{refz} = 1.759 \cdot 10^4 \frac{N}{m}$$

Vindkraften i Y-retning blir:

$$F'_{wy} := 0.25 \cdot F'_{wx} = 2.179 \cdot 10^3 \frac{N}{m}$$

Vedlegg D: Kryptall og svinntøyning for betongen

Alle beregninger er gjort i henhold til HB N400 og tillegg B i EK2-1-1. Kryp er beregnet ihht Tillegg B.1(1) og svinntøyning er beregnet ihht EK2-1-1:3.1.4(6) og tillegg B.2

$$t_0 := 7 \quad f_{cm} := 53 \text{ (MPa)}$$

Den relative luftfuktigheten settes, ihht HB N400 pkt 7.2.3, lik 70% for bruoverbygningen.
 $RH := 70$

Det antas at hele bruoverbygningen eksponeres for luft:

$$u := 21372 \text{ mm} \quad \text{Fra Autocad Ihht. EK2-1-1:Tillegg B.1(1)}$$

$$A_c := 8.345 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 \quad \text{Fra NovaFrame}$$

Den effektive tversnittstykkelsen blir dermed:

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 780.928 \text{ mm}$$

Normert kryptall φ_0 :

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} = 0.748 \quad \alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2} = 0.92 \quad \alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} = 0.813$$

Faktor som skal ta hensyn til virkning av RH på det normerte kryptallet φ_{RH} :

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right) \cdot \alpha_2 \quad \varphi_{RH} = 1.145 \quad \text{Når } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

Faktor som skal ta hensyn til virkning av betongfastheten på det normerte kryptallet βf_{cm} :

$$\beta f_{cm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.308$$

Faktor som skal ta hensyn til virkningen på det normerte kryptallet av betongens alder ved pålastning β_{t_0} :

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.635$$

Normert kryptall beregnes ut fra : $\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0}$ $\varphi_0 = 1.676$

Kryptall

Kryptall ved 28 døgn:

$$t := 28 \quad t_0 := 7$$

Faktor som avhenger av RH og konstruksjonsdelens effektive

$$\beta_H := 1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18}\right) \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \quad \text{Når } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\beta_H = 1.425 \cdot 10^3$$

Faktor som beskriver kryputviklingen i forhold til tid etter belastning β_C :

$$\beta_{C.28} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = 0.281 \quad \varphi_{t.28} := \varphi_0 \cdot \beta_{C.28} = 0.471$$

Kryptall ved 56 døgn:

$$t := 56 \quad t_0 := 7$$

$$\beta_{C.56} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = 0.36 \quad \varphi_{t.56} := \varphi_0 \cdot \beta_{C.56} = 0.604$$

Kryptall ved 84 døgn:

$$t := 84 \quad t_0 := 7$$

$$\beta_{C.84} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = 0.41 \quad \varphi_{t.84} := \varphi_0 \cdot \beta_{C.84} = 0.687$$

Kryptall ved 112 døgn:

$$t := 112 \quad t_0 := 7$$

$$\beta_{C.112} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.448$$

$$\varphi_{t.112} := \varphi_0 \cdot \beta_{C.112} = 0.75$$

Kryptall ved 140 døgn:

$$t := 140 \quad t_0 := 7$$

$$\beta_{C.140} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.478$$

$$\varphi_{t.140} := \varphi_0 \cdot \beta_{C.140} = 0.801$$

Kryptall ved 168 døgn:

$$t := 168 \quad t_0 := 7$$

$$\beta_{C.168} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.503$$

$$\varphi_{t.168} := \varphi_0 \cdot \beta_{C.168} = 0.844$$

Kryptall ved 196 døgn:

$$t := 196 \quad t_0 := 7$$

$$\beta_{C.196} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.525$$

$$\varphi_{t.196} := \varphi_0 \cdot \beta_{C.196} = 0.881$$

Kryptall ved 224 døgn:

Overbygningssdel 1:

$$t := 224 \quad t_0 := 7$$

$$\beta_{C.224.1} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.545$$

$$\varphi_{t.224.1} := \varphi_0 \cdot \beta_{C.224.1} = 0.913344658$$

Overbygningssdel 2:

$$t := 224 - 28 \quad t_0 := 7$$

$$\beta_{C.224.2} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.525$$

$$\varphi_{t.224.2} := \varphi_0 \cdot \beta_{C.224.2} = 0.880796822$$

Overbygningssdel 3:

$$t := 224 - 56 \quad t_0 := 7$$

$$\beta_{C.224.3} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.503$$

$$\varphi_{t.224.3} := \varphi_0 \cdot \beta_{C.224.3} = 0.843848701$$

Overbygningssdel 4:

$$t := 224 - 84 \quad t_0 := 7$$

$$\beta_{C.224.4} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.478$$

$$\varphi_{t.224.4} := \varphi_0 \cdot \beta_{C.224.4} = 0.801110712$$

Overbygningssdel 5:

$$t := 224 - 112 \quad t_0 := 7$$

$$\beta_{C.224.5} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.448$$

$$\varphi_{t.224.5} := \varphi_0 \cdot \beta_{C.224.5} = 0.750336597$$

Overbygningssdel 6:

$$t := 224 - 140 \quad t_0 := 7$$

$$\beta_{C.224.6} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.41$$

$$\varphi_{t.224.6} := \varphi_0 \cdot \beta_{C.224.6} = 0.687467978$$

Overbygningssdel 7:

$$t := 224 - 168 \quad t_0 := 7$$

$$\beta_{C.224.7} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.36$$

$$\varphi_{t.224.7} := \varphi_0 \cdot \beta_{C.224.7} = 0.603691779$$

Kryptall ved beregnet levetid 100 år = 36500 døgn:

Overbygningssdel 1:

$$t := 36500 \quad t_0 := 7$$

$$\beta_{C.1} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.989$$

$$\varphi_{t.1} := \varphi_0 \cdot \beta_{C.1} = 1.657079905$$

Overbygningssdel 2:

$$t := 36500 - 28 \quad t_0 := 7$$

$$\beta_{C.2} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.989$$

$$\varphi_{t.2} := \varphi_0 \cdot \beta_{C.2} = 1.657065557$$

Overbygningssdel 3:

$$t := 36500 - 56 \quad t_0 := 7$$

$$\beta_{C.3} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.989$$

$$\varphi_{t.3} := \varphi_0 \cdot \beta_{C.3} = 1.657051187$$

Overbygningssdel 4:

$$t := 36500 - 84 \quad t_0 := 7$$

$$\beta_{C.4} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.989$$

$$\varphi_{t.4} := \varphi_0 \cdot \beta_{C.4} = 1.657036795$$

Overbygningssdel 5:

$$t := 36500 - 112 \quad t_0 := 7$$

$$\beta_{C.5} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.989$$

$$\varphi_{t.5} := \varphi_0 \cdot \beta_{C.5} = 1.657022382$$

Overbygningssdel 6:

$$t := 36500 - 140 \quad t_0 := 7$$

$$\beta_{C.6} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.989$$

$$\varphi_{t.6} := \varphi_0 \cdot \beta_{C.6} = 1.657007947$$

Overbygningssdel 7:

$$t := 36500 - 168 \quad t_0 := 7$$

$$\beta_{C.7} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.989$$

$$\varphi_{t.7} := \varphi_0 \cdot \beta_{C.7} = 1.656993491$$

Svinntøyning ved 100 år

$$t_s := 7 \quad f_{ck} := 45 \text{ MPa} \quad RH_0 := 100$$

$$k_h := 0.70 \quad \text{Når } h_0 > 500 \text{ mm} \quad \text{Ek2-1-1 Tabell3.3}$$

Finner total svinntøyning ved bruas beregnede levealder på 100 år:

$$t := 36500 \quad f_{cm,0} := 10 \quad \alpha_{ds1} := 4 \quad \alpha_{ds2} := 0.12$$

$$\beta_{ds,t} := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt[3]{h_0^3}} = 0.999 \quad \beta_{RH} := 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1.018$$

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left((220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm,0}} \right)} \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 3.024 \cdot 10^{-4}$$

Svinntøyning på grunn av uttørring:

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds,t} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0.0002$$

$$\beta_{as,t} := 1 - e^{(-0.2 \cdot t^{0.5})} = 1 \quad \varepsilon_{ca,\infty} := 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

Autogen Svinntøyning :

$$\varepsilon_{ca} := \beta_{as,t} \cdot \varepsilon_{ca,\infty} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

Total Svinntøyning ved bruas beregnede levetid på 100 år :

$$\varepsilon_{cs,100} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 2.9903 \cdot 10^{-4}$$

Vedlegg E: Kryptøyning ved tap av spennkraft***Kryptøyning, forenklet beregning***

$$E_{cm} := 36000 \text{ MPa} \quad (\text{Betong B45}) \qquad t_0 := 7 \quad (\text{Antall døgn til oppspenning})$$

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa} \qquad \varphi := 1.657 \quad (\text{Kryptall})$$

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$$

$$\text{Betongens tverrsnittsareal:} \qquad A_c := 8.345 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tyngdepunkt til betongtverrsnitt, avstand fra UK:} \quad y := 752.5 \text{ mm}$$

$$\text{Spennarmeringens tverrsnittsareal} \qquad A_p := 2850 \text{ mm}^2$$

$$\text{Antall kabler i felt akse 4-5:} \qquad n_{\text{kabler.felt}} := 16$$

$$\text{Antall kabler over støtte Akse 4:} \qquad n_{\text{kabler.stotte}} := 16 \qquad \text{----->} \qquad n_{\text{kabler}} := 16$$

$$\text{Totalt spennarmeringsareal:} \qquad A_{p,\text{tot}} := A_p \cdot n_{\text{kabler}} = 4.56 \cdot 10^4$$

Moment pga egenvekt:

$$\text{Maksimalt feltmoment akse 4-5:} \qquad M_{g,\text{felt4.5}} := 15645.5 \text{ kNm} \qquad \text{Fra FAP 2D}$$

$$\text{Moment over støtte akse 4:} \qquad M_{g,\text{stotte4}} := 22097.20 \text{ kNm} \qquad \text{Fra FAP 2D}$$

$$M_{g,\text{felt}} := M_{g,\text{felt4.5}} \cdot 10^3$$

$$M_{g,\text{felt}} = 1.565 \cdot 10^7 \text{ kNm}$$

$$M_{g,\text{stotte}} := M_{g,\text{stotte4}} \cdot 10^3$$

$$M_{g,\text{stotte}} = 2.20972 \cdot 10^7 \text{ kNm}$$

Overdekningskrav:

$$UK_{overdekning} := 140 \text{ mm}$$

$$OK_{overdekning} := 120 \text{ mm}$$

Langtids E-modul:

$$E_c := \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi)} = 1.355 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

Oppspenning:

$$P_{max} := A_p \cdot \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k})$$

$$P_{max} = 4.2066 \cdot 10^6 \text{ N} \quad \text{per kabel}$$

$$P_{max.tot} := P_{max} \cdot n_{kabler} = 6.731 \cdot 10^7 \text{ N}$$

Underside:

Oppspenning:

$$P_{max.tot} = 6.731 \cdot 10^7 \text{ N}$$

Kabelrørets diameter:

$$\varnothing := 110 \text{ mm}$$

Avstand fra tp spennarmering til tp i betong:

$$e_{uk} := y - UK_{overdekning} - \frac{\varnothing}{2} = 557.5 \text{ mm}$$

Andre arealmoment til tverrsnittet:

$$I_x := 1.134 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

Opptredende moment blir følgende:

$$M_{t.felt} := (-P_{max.tot} \cdot e_{uk}) + M_{g.felt} = -3.751 \cdot 10^{10} \text{ Nmm}$$

Det gir følgende kryptøyning:

$$\varepsilon_{cc.felt} := \left(\frac{P_{max.tot}}{(E_c \cdot A_c)} \right) + \left(\frac{M_{t.felt}}{(E_{cm} \cdot I_x)} \right) = 5.944 \cdot 10^{-4}$$

Overside:

$$\text{Oppspenning : } P_{max.tot.overside} := P_{max.tot} = 6.731 \cdot 10^7 \text{ N}$$

Avstand fra tp spennarmering til tp i betong:

$$e_{ok} := \left(\frac{1356 + 1225}{2} \right) - y - OK_{overdekning} - \frac{\emptyset}{2} = 363 \text{ mm}$$

Opptredende moment blir følgende:

$$M_{t.støtte} := (-P_{max.tot} \cdot e_{ok}) + M_{g.støtte} = -2.441 \cdot 10^{10} \text{ Nmm}$$

Det gir følgende kryptøyning:

$$\varepsilon_{cc.støtte} := \left(\frac{P_{max.tot}}{E_c \cdot A_c} \right) + \left(\frac{M_{t.støtte} \cdot (1356 - y)}{E_{cm} \cdot I_x} \right) = 2.344 \cdot 10^{-4}$$

Finner middelveiden av kryptøyningen:

$$\text{Ved maksimalt feltmoment: } \varepsilon_{cc.felt} = 5.944 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{Ved maksimalt støttemoment: } \varepsilon_{cc.støtte} = 2.344 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cc.middel} := \frac{(\varepsilon_{cc.felt} + \varepsilon_{cc.støtte})}{2} = 4.144 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cc.middel.1} := \varepsilon_{cc.middel} \cdot 1000 = 0.414$$

Antar at denne verdien kan representere kryptutviklingen for hele brua og brukes ved videre beregning.

Vedlegg F: Verifikasjon av lastvirkning i NovaFrame

$$\rho_c := 25 \frac{kN}{m^3}$$

$$A_c := 8.345 \cdot 10^6 = 8.345 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 \quad \text{Fra NovaFrame}$$

$$A_{c.støtte} := 1.192 \cdot 10^7 = 1.192 \cdot 10^7 \text{ mm}^2$$

$$q_{.støtte} := A_{c.støtte} \cdot \rho_c \cdot 10^{-6} = 298 \frac{kN}{m} \quad \text{Høyere egenvekt pga. større tverrsnitt i akse 4 og 5.}$$

Verifikasjon av forspenning:

$$A_p := 2850 \text{ mm}^2 \quad e_{felt} := 0.6125 \text{ m} \quad e_{støtte} := 0.768 \text{ m}$$

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa} \quad n_{kabler} := 16 \text{ stk}$$

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p,max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k})$$

$$P_{max} := A_p \cdot \sigma_{p,max} \cdot 10^{-3} = 4206.6 \text{ kN}$$

Støtte akse 4:

$$M_{primær} := P_{max} \cdot e_{støtte} \cdot n_{kabler} = 51690.7 \text{ kNm}$$

Trekker fra tap i spennkraft som følge av kryp, svinn, relaksasjon og låsetap.

Spennkrafttap ved midtfel: 9.234%

$$M_{primær.m.spenn.tap} := M_{primær} \cdot (1 - 0.09234) = 46917.6 \text{ kNm}$$

Vedlegg G: Tap av spennkraft**Kryp**

Beregner tap av spennkraft for midterste spennet på brua.

Betong B45:

$$E_{cm} := 36000 \text{ Mpa}$$

$$A_c := 8345000 \text{ mm}^2$$

Tid til oppspenning:

$$t_0 := 7 \text{ døgn}$$

Kryptall for 100år:

$$\varphi := 1.657$$

Spennarmering:

$$A_p := 2850 \text{ mm}^2$$

Antall kabler i felt:

$$n_{kabler} := 15 \text{ stk}$$

Totalt tverrsnittsareal:

$$A_{p,tot} := n_{kabler} \cdot A_p$$

$$A_{p,tot} = 42750 \text{ mm}^2$$

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Karakteristisk bruddgrense:

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

Karakteristisk flytegrense:

$$f_{p,0.1k} := 1640 \text{ MPa}$$

Oppspenning:

EK2-1-1:5.10.2 og 5.10.3

$$\sigma_{p,m0,max} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p,0.1k})$$

$$\sigma_{p,m0,max} = 1394 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p,max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p,0.1k})$$

$$\sigma_{p,max} = 1476 \text{ MPa}$$

Nominell overdekning:

$$c_{nom} := 120 \text{ mm}$$

Andre arealmoment til tverrsnittet:

$$I_x := 1.134 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$I_y := 4.092 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4$$

Langtids E-modul:

$$E_{c,eff} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 13.5491 \cdot 10^3 \text{ Mpa} \quad \text{EK2-1-1:7.4.3 Lign.(7.20)}$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{c,eff}} = 14.3921$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_{p,tot} = 8.9175 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

Tyngdepunkt til betongtverrsnitt fra Uk betong, hentet fra NovaFrame: $y := 752.5 \text{ mm}$

Avstand fra tyngdepunkt betong til spennarmering: $e_p := y - c_{nom} = 632.5 \text{ mm}$

Avstand mellom det rene betongtverrsnittestyngdepunkt akse og det armerte tverrsnittets tyngdepunktakse:

$$y_t := \frac{((\eta - 1) \cdot A_{p,tot} \cdot e_p)}{A_t} = 40.607 \text{ mm}$$

Arealtreghetsmoment om t_p : $I_t := I_y + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p,tot} = 40.9338 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$

Aksialkraft og moment:

Moment på grunn av egenlast midt på spenn mellom akse 4-5 er gitt ved:

$$L_{midts penn} := 38 \text{ m}$$

$$M_{g,felt} := 15645.5 \text{ kNm} \quad \text{Hentet fra FAP 2D}$$

Oppspenningskraft per spennkabel:

$$P_{max} := A_p \cdot \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p.0.1k})$$

$$P_{max} = 4.2066 \cdot 10^6 \quad N \quad \text{per kabel}$$

$$N_t := -P_{max} \cdot n_{kabler} = -63.099 \cdot 10^6 \quad N$$

$$M_t := N_t \cdot (e_p - y_t) + M_{g.felt} = -37.3478 \cdot 10^9 \quad Nm$$

Betongspenninger etter lang tid:

Ved armering:

$$\sigma_{c,t} := \left(\frac{N_t}{A_t} \right) - \left(\frac{M_t}{I_t} \right) \cdot (e_p - y_t) = -6.53581 \quad MPa$$

Betongspenninger etter kort tid:

$$E_{cm} = 36 \cdot 10^3 \quad MPa$$

$$\eta_{kort} := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.4167$$

$$A_{t.kort} := A_c + (\eta_{kort} - 1) \cdot A_{p.tot} = 8.5338 \cdot 10^6 \quad mm^2$$

$$y_{t.kort} := \left(\frac{(\eta_{kort} - 1) \cdot A_{p.tot} \cdot e_p}{A_{t.kort}} \right) = 13.99420321 \quad mm$$

$$I_{t.kort} := I_y + A_c \cdot y_{t.kort}^2 + (\eta_{kort} - 1) \cdot A_{p.tot} \cdot (e_p - y_{t.kort})^2 = 40.994 \cdot 10^{12} \quad mm^4$$

$$N_t = -63.099 \cdot 10^6 \quad N$$

$$M_{t.kort} := N_t \cdot (e_p - y_{t.kort}) + M_{g.felt} = -39.0271 \cdot 10^9 \quad Nm$$

Betongspenninger ved armering:

$$\sigma_{c.t.kort} := \left(\frac{N_t}{A_{t.kort}} \right) - \left(\frac{M_{t.kort}}{I_t} \right) \cdot (e_p - y_{t.kort}) = -6.8043 \text{ MPa}$$

Betongtøyninger:

Korttid:

$$\Delta\varepsilon_{pk} := \frac{\sigma_{c.t.kort}}{E_{cm}} = -189.0084 \cdot 10^{-6}$$

Langtid:

$$\Delta\varepsilon_{pl} := \frac{\sigma_{c.t}}{E_{c,eff}} = -482.379 \cdot 10^{-6}$$

Spenningsendring pga kryp:

$$\Delta\sigma_{pk} := \Delta\varepsilon_{pk} \cdot E_p = -36.8566 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pl} := \Delta\varepsilon_{pl} \cdot E_p = -94.0639 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.kryp} := \Delta\sigma_{pl} - \Delta\sigma_{pk} = -57.2073 \text{ MPa}$$

Prosentvis reduksjon pga kryp:

$$\varepsilon_{cc} := \left(\frac{|\Delta\sigma_{p.kryp}|}{\sigma_{p.max}} \right) = 3.876\%$$

Svinn

$$A_t = 8.9175 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$e_p = 632.5 \text{ mm}$$

$$y_t = 40.60702 \text{ mm}$$

$$E_{c,eff} = 1.355 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$I_t = 40.9338 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$A_{p,tot} = 4.275 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

Svinntøyning i betong: $\varepsilon_{cs} := -2.99 \cdot 10^{-4}$

Fra vedlegg D

Fiktiv kraft som gir armeringen en kraft tilsvarende svinntøyning ε_{cs}

$$N_s := |\varepsilon_{cs}| \cdot E_p \cdot A_{p,tot} \cdot 10^{-3} = 2492.539 \text{ kN}$$

Spenningsendring pga svinn:

$$\Delta\varepsilon_{p,svinn} := \varepsilon_{cs} + \left(\frac{N_s}{E_{c,eff} \cdot A_t} \right) + \left(\frac{N_s \cdot (e_p - y_t)^2}{E_{c,eff} \cdot I_t} \right) = -2.98978 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{p,svinn} := \Delta\varepsilon_{p,svinn} \cdot E_p = -58.3007 \text{ MPa}$$

Prosentvis redusjon pga svinn:

$$\varepsilon_{svinn} := \frac{|\Delta\sigma_{p,svinn}|}{\sigma_{p,max}} = 3.95\%$$

Relaksasjon

Tid etter oppspenning, antar 100 år. $t := 876000 \text{ timer}$

Relaksasjonsklasse 2 - lav relaksjon.

Relaksasjonstap i prosent: $\rho_{1000} := 2.5$ EK2-1-1: 3.3.2 (6)

Største spenning påført kabel: $\sigma_{p,max} = 1476 \text{ MPa}$ EK2-1-1: 5.10.2.1

Initiell spennkraft etter oppspenning: $\sigma_{p,m0,max.6819} := 3876 \cdot 10^3 \text{ N}$ ETA-06/0022

Karakteristisk strekkfasthet: $f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$

$$\sigma_{pi} := \frac{\sigma_{p,m0,max.6819}}{A_p} = 1.36 \cdot 10^3 \text{ MPa} \quad \mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.731$$

Spenningsendring pga relaksasjon etter EK2-1-1: 3.3.2 Lign(3.29):

$$\text{Klasse 2: } \Delta\sigma_{pr} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} = 68.228 \text{ MPa}$$

Prosentvis tap pga relaksasjon:

$$\varepsilon_{rel} := \frac{\Delta\sigma_{pr} \cdot 10^3}{\sigma_{p,m0,max.6819}} = 1.7603\%$$

EK2-1-1 5.10.6 (1b): Relaksasjonen i stålet påvirkes av deformasjonen i betongen som skyldes kryp og svinn. Denne interaksjonen tas hensyn til med en reduksjonsfaktor på 0,8

Prosentvis tap med reduksjonsfaktor relaksasjonen:

$$\varepsilon_{rel.red} := \varepsilon_{rel} \cdot 0.8 = 1.408\%$$

Samlet virkning av kryp, svinn og relaksasjonen

Virkingen av kryp, svinn og relaksasjon legges sammen. Dette gir total reduksjon av spennkraften i spennarmering.

Reduksjon av spennkraft i spennarmering:

$$\varepsilon_{tot.l} := \varepsilon_{cc} + \varepsilon_{svinn} + \varepsilon_{rel.red} = 9.234\%$$

Forenklet metode for beregning av tidsavhengige tap:

$$A_{p.tot} = 42.75 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon_{cs} = -2.99 \cdot 10^{-4}$$

$$A_c = 8.345 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 68.22796 \text{ MPa}$$

$$I_t = 40.9338 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$\varphi = 1.657$$

$$Z_{cp} := e_p = 632.5 \text{ mm}$$

$$\sigma_{c.t.kort} = -6.8043 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 3.6 \cdot 10^4$$

Total tidsavhengig spenningsreduksjon :

EK2-1-1. 5.10.6 (5.46)

$$\Delta\sigma_{p.c.s.r} := \frac{\left(|\varepsilon_{cs}| \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} \cdot 1 + \left(\frac{E_p}{E_{cm}} \right) \cdot \varphi \cdot |\sigma_{c.t.kort}| \right)}{\left(1 + \left(\frac{E_p}{E_{cm}} \right) \cdot \left(\frac{A_{p.tot}}{A_c} \right) \left(1 + \left(\frac{A_c}{I_t} \right) \cdot Z_{cp}^2 \right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi) \right)} = 162.6094 \text{ MPa}$$

Prosentvis tap :

$$\varepsilon_{tot2} := \frac{\Delta\sigma_{p.c.s.r}}{\sigma_{p.max}} = 11.017\%$$

Sammenliknet med ε_{tot1} er denne verdien litt høyere, men beregning av spennkraft tap anses som tilfredsstillende.

Vedlegg H: Dimensjonering i bruddgrensetilstandTverrsnitts geometri:

$$h_{felt} := 1353 \text{ mm} \quad h_{stotte} := 2098 \text{ mm} \quad h_f := \frac{320 + 450}{2} = 385 \text{ mm} \quad b_{eff.f} := 10100 \text{ mm}$$

$$y_c := 752.5 \text{ mm} \quad y_{eff} := 743.7 \text{ mm} \quad b_{uk} := 4500 \text{ mm} \quad b_{eff.s} := 7960 \text{ mm}$$

Materialparametere:Betong:

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa} \quad \gamma_c := 1.5 \quad f_{ctk.0.05} := 2.7 \text{ MPa} \quad f_{ctd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.53 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa}$$

Slakkarmering:

$$E_s := 200000 \text{ Mpa} \quad f_{yk} := 500 \text{ Mpa} \quad \gamma_s := 1.15 \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ Mpa}$$

$$\varnothing_{bøyler} := 20 \text{ mm} \quad \varnothing_b := 25 \text{ mm} \quad \text{HB N 400-Tabell 7.3}$$

Spennarmering:

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa} \quad f_{pk} := 1860 \text{ MPa} \quad \sigma_{pm0} := 1360 \text{ MPa} \quad \gamma_p := 1.15$$

$$E_p := 195000 \text{ Mpa} \quad f_{pd} := \frac{f_{pk}}{\gamma_s} = 1617.4 \text{ MPa}$$

Momentkapasitet**Kontroll av støttemoment over akse 5**

Slakkarmering:

$$C_{nom.slakk.uk} := 115 \text{ mm} \quad m := 1000 \text{ mm}$$

$$C_{nom.slakk.ok} := 75 \text{ mm}$$

Benytter lengdearmering $\varnothing 25$: $\varnothing_{lengde} := 30 \text{ mm}$ N 400 tabell 7.3

$$d_{topp} := h_{stotte} - C_{nom.slakk.ok} - \varnothing_{lengde} - \frac{\varnothing_{lengde}}{2} = 1978 \text{ mm}$$

$$d_{bunn.stotte} := h_{stotte} - C_{nom.slakk.uk} - \varnothing_{lengde} - \frac{\varnothing_{lengde}}{2} = 1938 \text{ mm}$$

$$A_{s,min.l} := 3272 \frac{\text{mm}^2}{m} \quad A_{s,min} := \left(A_{s,min.l} \cdot \frac{b_{eff.s}}{m} \right) = 26045.1 \text{ mm}^2$$

Spennarmering:

$$C_{nom.ok} := 120 \text{ mm} \quad \varnothing_{kabel} := 110 \text{ mm}$$

$$n_{kabler.felt} := 16 \text{ stk}$$

$$C_{nom.uk} := 195 - \frac{\varnothing_{kabel}}{2} = 140 \text{ mm} \quad \text{Hentet fra tegning K3-60}$$

$$n_{kabler.stotte} := 16 \text{ stk}$$

$$d_{spenn.ok} := h_{stotte} - C_{nom.ok} - (2 \cdot \varnothing_{lengde}) - \frac{\varnothing_{kabel}}{2} = 1863 \text{ mm}$$

$$d_{spenn.uk} := h_{stotte} - C_{nom.uk} - (2 \cdot \varnothing_{lengde}) - \frac{\varnothing_{kabel}}{2} = 1843 \text{ mm}$$

Beregner en felles $d_{mid.s}$ for slakk- og spennarmering:

$$d_{mid.s} := \frac{(d_{topp} + d_{spenn.ok})}{2} = 1920.5 \text{ mm}$$

Tøyningsgrense for trykk i betong:	$\varepsilon_{cu} := 0.0035$
Initiell tøyningdifferanse:	$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pm0}}{E_p} = 6.974 \cdot 10^{-3}$
Spennkrafttap i prosent:	$\varepsilon_{tap} := 9.234$ (Beregning i vedlegg G)
Effektiv tøyningdifferanse:	$\varepsilon'_{p0} := (1 - 0.09234) \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{E_p} = 6.33 \cdot 10^{-3}$

Antar balansert armert tverrsnitt:

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \left(\left(\frac{f_{pd}}{E_p} \right) - \varepsilon'_{p0} \right)} = 0.641$$

Faktor som gir effektiv trykksonehøyde: $\lambda := 0.8$ For $f_{ck} < 50$ MPa. EK2-1-1: 3.1.7

Faktor for effektiv fasthet: $\eta := 1.0$ For $f_{ck} < 50$ MPa. EK2-1-1: 3.1.7

Nødvendig spennarmeringsareal:

$$A_{pb} := \left(0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_{uk} \cdot d_{mid.s} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \right) - \left(A_{s.min} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{pd}} \right) = 62822.15 \text{ mm}^2$$

$$A_p := 2850 \text{ mm}^2$$

$$A_{p.tot} := A_p \cdot n_{kabler.stotte} = 45600 \text{ mm}^2$$

Kontroll av spennarmeringsareal:

$$K_{spenn.stotte} := \text{if} \left(A_{p.tot} \leq A_{pb}, \text{“Underarmert”}, \text{“ikke underarmert”} \right)$$

$$K_{spenn.stotte} = \text{“Underarmert”}$$

Løsning for underarmert tverrsnitt $A_{p.tot} < A_{pb}$:

$$\alpha_s := \frac{(f_{pd} \cdot A_{p.tot} + f_{yd} \cdot A_{s.min})}{(0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{uk} \cdot d_{mid.s})} = 0.483$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot \alpha_s \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_s) \cdot f_{cd} \cdot b_{uk} \cdot d_{mid.s}^2 = 131.852 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

$$\text{Opptredende moment støtte akse 5: } M_{Ed.støtte.5} := 40848 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$K_{moment.støtte.5} := \text{if}(M_{Rd} \geq M_{Ed.støtte.5}, \text{“Kapasitet OK”}, \text{“Ikke OK”})$$

$$K_{moment.støtte.5} = \text{“Kapasitet OK”}$$

Kontroll av feltmoment i midtfelt

Slakkarmering:

$$C_{nom.slakk.uk} := 115 \text{ mm}$$

$$\text{Benytter lengdearmering } \varnothing 25: \quad \varnothing_{lengde} := 30 \text{ mm} \quad N 400 \text{ tabell 7.3}$$

$$d_{bunn} := h_{felt} - C_{nom.slakk.uk} - \varnothing_{lengde} - \frac{\varnothing_{lengde}}{2} = 1193 \text{ mm}$$

$$A_{s.min.l} := 3272 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s.min.f} := A_{s.min.l} \cdot \frac{b_{uk}}{m} = 14724 \text{ mm}^2$$

Spennarmering:

$$C_{nom.uk} = 140 \text{ mm} \quad \varnothing_{kabel} := 110 \text{ mm}$$

$$d_{spenn} := h_{felt} - C_{nom.uk} - (2 \cdot \varnothing_{lengde}) - \frac{\varnothing_{kabel}}{2} = 1098 \text{ mm} \quad n_{kabler.felt} := 16$$

Beregner en felles $d_{mid,f}$ for slakk- og spennarmering:

$$d_{mid,f} := \frac{(d_{bunn} + d_{spenn})}{2} = 1145.5 \text{ mm}$$

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \left(\left(\frac{f_{pd}}{E_p} \right) - \varepsilon'_{p0} \right)} = 0.641$$

Faktor som gir effektiv trykksonehøyde: $\lambda := 0.8$

Faktor for effektiv fasthet: $\eta := 1.0$

Nødvendig spennarmeringsareal:

$$A_{pb.uk} := \left(0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_{eff,f} \cdot d_{mid,f} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \right) - \left(A_{s,min,f} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{pd}} \right) = 89516.07 \text{ mm}^2$$

$$A_p := 2850 \text{ mm}^2$$

$$A_{p,tot,felt} := A_p \cdot n_{kabler,felt} = 45600 \text{ mm}^2$$

Kontroll av spennarmeringsareal:

$$K_{spenn,felt} := \text{if} \left(A_{p,tot,felt} \leq A_{pb.uk}, \text{“Tverrsnittet er underarmert”}, \text{“Tverrsnittet er ikke underarmert”} \right)$$

$$K_{spenn,felt} = \text{“Tverrsnittet er underarmert”}$$

Løsning for underarmert tverrsnitt $A_{p,tot} < A_{pb}$:

$$\alpha_f := \frac{(f_{pd} \cdot A_{p,tot,felt} + f_{yd} \cdot A_{s,min,f})}{(0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff,f} \cdot d_{mid,f})} = 0.34$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot \alpha_f \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot f_{cd} \cdot b_{eff,f} \cdot d_{mid,f}^2 = 91.549 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

Opptredende moment midtfelt:

$$M_{Ed.midtfelt} := 45390 \cdot 10^6 Nmm$$

$$K_{moment.midtfelt} := \text{if}(M_{Rd} \geq M_{Ed.midtfelt}, \text{"Kapazität OK"}, \text{"Ikke OK"})$$

$$K_{moment.midtfelt} = \text{"Kapazität OK"}$$

Kontroll av oppspenningstilstanden

Kontrollerer kapasiteten til tverrsnittet ved å beregne noen få punkter på tverrsnittets kapasitetskurve for samtidig virkning av moment og aksialkraft.

Fra kap. 7.1.4 [Sørensens bok], kan man kontrollere oppspenningstilstanden ved å lage et M-N diagram, og se om kapasiteten er tilstrekkelig for oppspenningstilstanden:

Tverrsnitts geometri:

$$h_{felt} := 1353 \text{ mm} \quad h_{støtte} := 2098 \text{ mm} \quad h_f := \frac{320 + 450}{2} = 385 \text{ mm} \quad b_{eff,f} := 10100 \text{ mm}$$

$$y_{c,felt} := 752.5 \text{ mm} \quad d_{slakk.ok} := 1203 \text{ mm} \quad d_{spenn} = 1098 \text{ mm}$$

Materialparametere:

Betong:

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa} \quad \gamma_c := 1.5 \quad f_{ctk,0.05} := 2.7 \text{ MPa} \quad f_{ctd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1.53 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa} \quad A_c := 8.345 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 \quad \varepsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

$$d := d_{spenn} = 1098 \text{ mm}$$

$$d_1 := y_{c,felt} - \left(C_{nom.slakk.ok} + \varnothing_b + \frac{\varnothing_{lengde}}{2} \right) = 637.5 \text{ mm}$$

Avstand fra tpb til armering: $e_{p,felt} := y_{c,felt} - \frac{195 + 115}{2} = 597.5 \text{ mm}$

Slakkarmering:

$$E_s := 200000 \text{ Mpa} \quad f_{yk} := 500 \text{ Mpa} \quad \gamma_s := 1.15 \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{yd} := 2.17 \cdot 10^{-3} \quad \varepsilon_{yk} := \frac{f_{yk}}{E_s} = 0.0025 \quad A_{s,tot,felt} := 46174.8 \text{ mm}^2 \text{ Fra Vedlegg A}$$

Spennarmering:

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa} \quad f_{pk} := 1860 \text{ MPa} \quad \sigma_{pm0} := 1360 \text{ MPa} \quad \gamma_p := 1.15$$

$$E_p := 195000 \text{ Mpa} \quad f_{pd} := \frac{f_{pk}}{\gamma_s} = 1617.4 \text{ MPa} \quad A_{p,tot,felt} := A_p \cdot n_{kabler,felt} = 45600 \text{ mm}^2$$

Oppspenning etter 7 døgn: $f_{ckj} := 0.78 \cdot f_{ck} = 35.1 \text{ MPa}$

$$f_{cd,7} := 0.85 \cdot \frac{f_{ckj}}{\gamma_c} = 19.89 \text{ Mpa}$$

Velger tøyningstilstander:

1) Rent trykk:

$$T_c := f_{cd,7} \cdot A_c \cdot 10^{-3} = 165.982 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

$$T_p := \frac{\varepsilon_{cu}}{2} \cdot E_p \cdot A_{p,tot,felt} \cdot 10^{-3} = 15561 \text{ kN}$$

$$T_s := \frac{\varepsilon_{cu}}{2} \cdot E_s \cdot A_{s,tot,felt} \cdot 10^{-3} = 16161.18 \text{ kN}$$

$$N_I := T_c + T_p + T_s = 197704.23 \text{ kN}$$

$$e_{p,felt,m} := 0.5975 \text{ m} \quad d_{1,m} := 0.6375 \text{ m}$$

$$M_I := |T_p \cdot e_{p,felt,m} - T_s \cdot d_{1,m}| = 1005.1 \text{ kNm}$$

2) Balansepunkt:

$$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu} = 0.0035 \quad \varepsilon_s := \varepsilon_{yd} = 0.00217 \quad d = 1098 \text{ mm}$$

$$\alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu}} = 0.617$$

$$\Delta\varepsilon_p := \frac{\alpha \cdot d}{\alpha \cdot d + C_{nom.uk}} \cdot \varepsilon_{cu} = 0.0029$$

$$T_c := 0.8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b_{uk} \cdot f_{cd.7} \cdot 10^{-3} = 48531.6 \text{ kN}$$

$$T_p := \Delta\varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_{p.tot.felt} \cdot 10^{-3} = 25794.05 \text{ kN}$$

$$S := f_{yd} \cdot A_{s.tot.felt} \cdot 10^{-3} = 20076 \text{ kN}$$

$$N_2 := T_c + T_p - S = 54249.65 \text{ kN}$$

$$h_{felt} := 1.353 \text{ m} \quad d := 1.098 \text{ m} \quad d_1 := 0.6375 \text{ m} \quad e_{p.felt} := 0.5975 \text{ m}$$

$$M_2 := T_c \cdot (0.5 \cdot h_{felt} - 0.4 \cdot \alpha \cdot d) + T_p \cdot e_{p.felt} + S \cdot d_1 = 47884.57 \text{ kNm}$$

3) $\varepsilon_{cu} := \varepsilon_{cu}$ og $\varepsilon_s := 2 \cdot \varepsilon_{yk}$:

$$\alpha_3 := \frac{\varepsilon_{cu}}{2 \cdot \varepsilon_{yk} + \varepsilon_{cu}} = 0.412 \quad d := 1098 \text{ mm}$$

$$T_c := 0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d \cdot b_{uk} \cdot f_{cd.7} \cdot 10^{-3} = 32373.43 \text{ kN}$$

$$\Delta\varepsilon_p := \frac{\alpha_3 \cdot d}{\alpha_3 \cdot d + C_{nom.uk}} \cdot \varepsilon_{cu} = 0.00267$$

$$T_p := \Delta\varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_{p.tot.felt} \cdot 10^{-3} = 23763.53 \text{ kN}$$

$$S := f_{yd} \cdot A_{s.tot.felt} \cdot 10^{-3} = 20076 \text{ kN}$$

$$N_3 := T_c + -S = 12297.43 \text{ kN}$$

$$h_{felt} := 1.353 \text{ m} \quad d := 1.098 \text{ m} \quad d_1 := 0.6375 \text{ m} \quad e_{p.felt} := 0.5975 \text{ m}$$

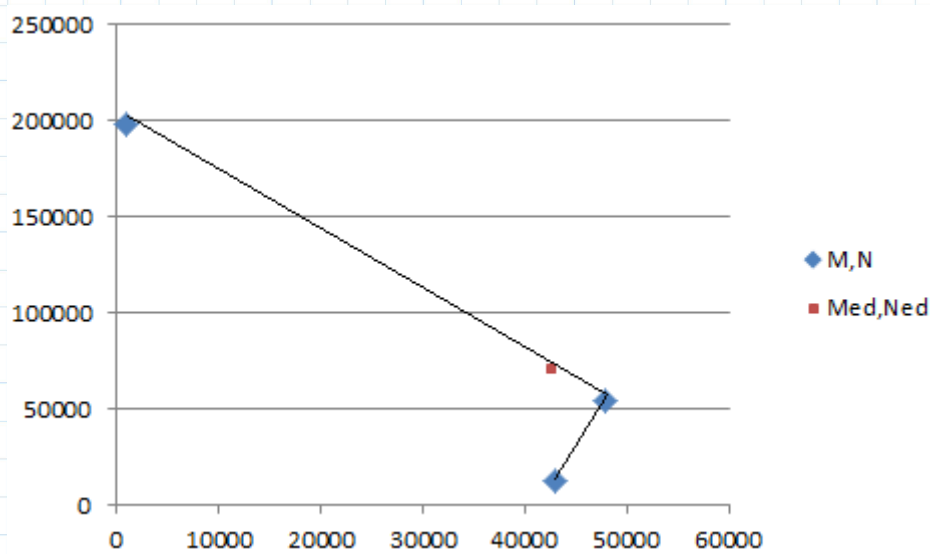
$$M_3 := T_c \cdot (0.5 \cdot h_{felt} - 0.4 \cdot \alpha_3 \cdot d) + T_p \cdot e_{p.felt} + S \cdot d_1 = 43043.1 \text{ kNm}$$

$$P_0 := \sigma_{pm0} \cdot A_{p,tot,felt} \cdot 10^{-3} = 62016 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := \gamma_p \cdot P_0 = 71318.4 \text{ kN}$$

$$M_{Ed, midtfelt} := N_{Ed} \cdot e_{p, felt} = 42612.74 \text{ kNm}$$

Figuren under viser et M-N diagram for oppspenningstilstanden til brutversnittet



Figuren viser at Med og Ned ligger såvidt innenfor kapasitetskurven, og man kan derfor konkludere med at kapasiteten for oppspenningstilstanden er tilstrekkelig. Mengden armering i tverrsnittet er tilstrekkelig.

SkjærkraftkapasitetTverrsnittsgeometri:

$$b_w := 4500 \text{ mm} \quad b_{eff.s} = 7960 \text{ mm} \quad h_{felt} := 1353 \text{ mm} \quad s := 1000 \text{ mm}$$

$$A_{c.stotte} := 1.192 \cdot 10^7 \text{ mm}^2 \quad A_{c.felt} := 8.345 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$z := d_{mid.f} - (h_{felt} - d_{bunn}) \cdot 10^{-3} = 1145.34 \text{ mm}$$

$$A_{p.tot.3} := 10 \cdot 2850 = 28500 \text{ mm}^2$$

Henter ut opptredende krefter fra NovaFrame.

$$V_{Ed.0.akse5} := 7847 \cdot 10^3 \text{ N} \quad \text{Over støtte i akse 4}$$

$$V_{Ed.0.akse3} := 6541 \cdot 10^3 \text{ N} \quad \text{Over støtte i akse 3}$$

$$V_{Ed.0.5} := 6003 \cdot 10^3 \text{ N} \quad 1500 \text{ mm til venstre for akse 3}$$

Finner skjærkraften i avstanden d fra opplegg akse 3 ved lineær interpolering.

$$V_{Ed.red} := V_{Ed.0.akse3} + (V_{Ed.0.5} - V_{Ed.0.akse3}) \cdot \frac{d_{mid.f} - 0}{1500 - 0} = 6.13 \cdot 10^6 \text{ N} \quad \text{EK2-1-1: 6.2.2(6)}$$

Aksialkraften som virker over støtte i akse 4, element 270 punkt 0 er :

$$N_{Ed.stotte.4} := 47846 \cdot 10^3 \text{ N} \quad (\text{Trykkraft})$$

Aksialkraften som virker over støtte i akse 3, element 210 punkt 0 er :

$$N_{Ed.stotte.3} := 33151 \cdot 10^3 \text{ N} \quad (\text{Trykkraft})$$

Aksialkraften som virker over i midtfelt, element 300 :

$$N_{Ed.felt} := 41626 \cdot 10^3 \text{ N} \quad (\text{Trykkraft})$$

Skjærstrekkkapasitet

Antar uopprisset tverrsnitt, og kontrollerer i første omgang om det er beregningsmessig behov for skjærarmering. Utfører kontroll etter EK2-1-1: 6.2.2 og NA.6.2.2

Kontrollerer kapasiteten over støtte i akse 3. Opptredende skjærkraft er størst i Akse 4, men her er det flere spennkabler og et betydelig større tverrsnitt.

$$A_{p.tot.3} = 28500 \text{ mm}^2 \qquad A_s := 4091 \cdot \frac{b_{eff.s}}{m} = 3.256 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

$$\rho_l := \frac{A_p + A_s}{b_w \cdot d_{mid.f}} = 0.00687 \qquad \text{Mindre enn } 0.002, \text{ dvs OK}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{mid.f}}} = 1.418 \qquad \text{Mindre enn } 2.0, \text{ dvs OK}$$

$$k_1 := 0.015 \qquad k_2 := 0.18 \qquad \text{NA.6.2.2}$$

$$C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12 \qquad f_{ywd} := f_{yd} = 434.783 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp.støtte.3} := \frac{N_{Ed.støtte.3}}{A_{c.felt}} = 3.973 \text{ MPa} \qquad \text{Skal være mindre enn: } 0.2 \cdot f_{cd} = 5.1 \text{ MPa. Dvs. OK}$$

$$\sigma_{cp.støtte.4} := \frac{N_{Ed.støtte.4}}{A_{c.støtte}} = 4.014 \text{ MPa} \qquad \text{Skal være mindre enn: } 0.2 \cdot f_{cd} = 5.1 \text{ MPa. Dvs. OK}$$

$$\sigma_{cp.felt} := \frac{N_{Ed.felt}}{A_{c.felt}} = 4.988 \text{ MPa} \qquad \text{Skal være mindre enn: } 0.2 \cdot f_{cd} = 5.1 \text{ MPa. Dvs. OK}$$

$$V_{Rd.c} := \left(C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp.støtte.3} \right) = 0.594 \text{ MPa}$$

Med minsteverdi

EK2-1-1: 6.2.2

$$V_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.396 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd.c.min} := (V_{min} + k_l \cdot \sigma_{cp.stotte.3}) = 0.456 \text{ MPa}$$

Skjærstrekkkapasiteten uten skjærarmering blir:

$$V_{Rd.c} := \max(V_{Rd.c}, V_{Rd.c.min}) \cdot b_w \cdot d_{mid.f} \cdot 10^{-3} = 3059.78 \text{ kN}$$

Kontroll :

$$K_{skjærstrekk} := \text{if}(V_{Rd.c} \geq V_{Ed.red}, \text{“Ikke behov for skjærarmering”}, \text{“Behov for skjærarmering”})$$

$$K_{skjærstrekk} = \text{“Behov for skjærarmering”}$$

Bøylearmering må ta hele skjærkraften.

Beregningsmessig nødvendig skjærarmering:

$$A_{sw} \geq \frac{V_{Ed.red}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot(\theta)} \cdot s$$

Velger $\cot(\theta) = 2.0$

HB N400: Punkt 7.6.2

$$A_{sw.s} := \frac{V_{Ed.red}}{f_{ywd} \cdot z \cdot 2.0} = 6.16 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Bruker bøyer Ø20:

$$A_{sw,l} := \pi \cdot (10)^2 = 314.159 \quad mm^2 \quad \text{Per snitt}$$

Prøver med 5 snitt:

$$A_{sw} := 5 \cdot A_{sw,l} = 1570.8 \quad mm^2$$

Senteravstand på bøyene:

$$S_{max} := \frac{A_{sw}}{A_{sw,s}} = 255.2 \quad mm$$

Velger Bøyer Ø20S200

Skjærtrykkkapasitet

EK2-1-1: 6.2.3(4) og NA.6.2.3(3)

$$\alpha_{cw} := 1 + \frac{\sigma_{cp.støtte.3}}{f_{cd}} = 1.156 \quad 0 < \sigma_{cp} > 0.25 f_{cd} \quad \text{EK2-1-1: Formel 6.11.aN}$$

$$0.25 \cdot f_{cd} = 6.375$$

$$v_l := 0.6$$

$$f_{ck} < 60 \text{ MPa}$$

Setter vinkel mellom bjekeakse og skjærarmring til 90° :

$$\alpha := 90 \cdot \frac{\pi}{180} \quad \cot(\alpha) = 0$$

Vinkel, θ , skal ligge mellom 1.0 og 2. I hht HB N400 pkt. 7.6.2 skal θ ikke settes større enn 2.0, dersom det ikke foretas kontroll av rissvidde av steg.

$$\text{Setter } \cot(\theta) := 2.0$$

$$1 / \tan(\phi) = 2 \quad \Rightarrow \tan(\theta) = 0.5 \quad \Rightarrow \theta = 26.56^\circ$$

$$\theta := 26.56 \cdot \frac{\pi}{180}$$

$$\cot(\alpha) = 2$$

Skjærtrykkkapasiteten blir:

$$V_{Rd,max} := \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot(\theta) + \cot(\alpha)}{1 + (\cot(\theta))^2} = 72.91 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Kontroll:

$$K_{kontroll.skjærtrykk} := \text{if}(V_{Rd,max} > V_{Ed.0.akse3}, \text{“OK”}, \text{“IKKE OK”})$$

$$K_{kontroll.skjærtrykk} = \text{“OK”}$$

Skjærkrefter mellom steg og flens

Kontrollerer skjærkrefter mellom steg og flens etter EK2-1-1: 6.2.4

Δ_x representerer lengden . settes lik halve avstanden mellom punkter hvor maks moment opptrer og hvor momentet er null.

Kontroll over støtte i akse 3, flens i strekk

$$\Delta_{x.s} := \frac{6}{2} = 3 \quad m$$

$$M_{max.s} := 23821 \cdot 10^6 \quad Nmm$$

$$M\Delta_{x.s} := 9823 \cdot 10^6 \quad Nmm$$

$$\Delta F_{d.s} := \frac{M_{max.s} \cdot h_f \cdot \frac{(b_{eff.f} - b_w)}{2}}{(h_f \cdot b_{eff.s}) \cdot d_{mid.f} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_f)} - \frac{M\Delta_{x.s} \cdot \left(h_f \cdot \frac{(b_{eff.f} - b_w)}{2} \right)}{(h_f \cdot b_{eff.s}) \cdot d_{mid.f} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_f)} = 4.97 \cdot 10^6 \quad N$$

Får følgende skjærspenning i lengderetningen mellom steg og flens:

$$V_{Ed.s} := \frac{\Delta F_{d.s} \cdot 10^{-3}}{h_f \cdot \Delta_{x.s}} = 4.31 \quad MPa$$

For å hindre trykkbrudd, gir EK2-1-1: 6.2.4(4) følgende krav:

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.492$$

$\cot(\theta_{f.s})$ settes = 1,25 da betraktet flens er i strekk. Tilsvarende en vinkel mellom betongtrykkstaven og bruas lengdeakse = 38.6° .

$$\theta_{f.s} := 38.6 \cdot \frac{\pi}{180}$$

$$V_{Rd.s} := v \cdot f_{cd} \cdot \sin(\theta_{f.s}) \cdot \cos(\theta_{f.s}) = 6.117 \quad MPa$$

Kontroll:

$$K_{\text{trykkbrudd.flens.støtte}} := \text{if}(V_{Rd.s} > V_{Ed.s}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"})$$

$$K_{\text{trykkbrudd.flens.støtte}} = \text{"OK"}$$

Ihht EK2-1-1: 6.2.4(6) må det legges inn ekstra armering, dersom oppredende skjærspenning i lengderetningen er større en kravet kf_{ctd} .

$$k := 0.4$$

$$k_{\text{ekstraarmering.støtte}} := \text{if}(V_{Ed.s} \leq k \cdot f_{ctd}, \text{"Ikke behov for ekstra armering"}, \text{"Behov for ekstra armering"})$$

$$k_{\text{ekstraarmering.støtte}} = \text{"Behov for ekstra armering"}$$

Nødvendig tverrarmering i en av flensene over støtte blir:

$$s_{f.s} := 150 \text{ mm}$$

$$A_{s_{f.s}} := V_{Ed.s} \cdot \frac{h_f}{\cot(\theta_{f.s}) \cdot f_{yd}} \cdot s_{f.s} = 286.02 \text{ mm}^2$$

$$\varnothing := \sqrt{4 \cdot \frac{A_{s_{f.s}}}{\pi}} = 19.083 \text{ mm}$$

Legger inn Ø20 s150. Legges inn så lenge kravet gjelder.

Kontroll i midtfelt, flens i trykk

Kontrollerer skjærkrefter mellom steg og flens etter EK2-1-1: 6.2.4

Henter ut maksimalt feltmoment fra element 300, designpunkt 0.5:

Kontroll i felt :

$$\Delta_{x,f} := \frac{13}{2} = 6.5m$$

$$M_{max,f} := 45390 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M\Delta_{x,f} := 37664 \cdot 10^6 \quad \text{Fra element 290}$$

$$\Delta F_{d,f} := \frac{M_{max,f} \cdot h_f \cdot \frac{(b_{eff,f} - b_w)}{2}}{(h_f \cdot b_{eff,f}) \cdot d_{mid,f} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_f)} - \frac{M\Delta_{x,f} \cdot \left(h_f \cdot \frac{(b_{eff,f} - b_w)}{2} \right)}{(h_f \cdot b_{eff,f}) \cdot d_{mid,f} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_f)} = 2.16 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Får følgende skjærspenning i lengderetningen mellom steg og flens:

$$V_{Ed,f} := \frac{\Delta F_{d,f} \cdot 10^{-3}}{h_f \cdot \Delta_{x,f}} = 0.865 \text{ MPa}$$

For å hindre trykkbrudd, gir EK2-1-1: 6.2.4(4) følgende krav:

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.492$$

$\cot(\theta_{ff})$ Settes = 2,0 da betraktet flens er i trykk. Tilsvarende en vinkel mellom betongtrykkstaven og bruas lengdeakse = 26.5° .

$$\theta_{ff} := 26.5 \cdot \frac{\pi}{180}$$

$$V_{Rd,f} := v \cdot f_{cd} \cdot \sin(\theta_{ff}) \cdot \cos(\theta_{ff}) = 5.01 \text{ MPa}$$

Kontroll:

Skjærkapasitet:

$$K_{\text{trykkbrudd,flens,felt}} := \text{if}(V_{Rd,f} > V_{Ed,f}, \text{“OK”}, \text{“IKKE OK”})$$

$$K_{\text{trykkbrudd,flens,felt}} = \text{“OK”}$$

Ihht EK2-1-1: 6.2.4(6) må det legges inn ekstra armering, dersom oppredende skjærspenning i lengderetningen er større en kravet kf_{ctd} .

$$k := 0.4$$

$$k_{\text{ekstra.armering,felt}} := \text{if}(V_{Ed,f} \leq k \cdot f_{ctd}, \text{“Ikke behov for ekstra armering”}, \text{“Behov for ekstra armering”})$$

$$k_{\text{ekstra.armering,felt}} = \text{“Behov for ekstra armering”}$$

Nødvendig tverrarmering i en av flensene i felt blir:

$$s_{ff} := 150 \text{ mm}$$

$$A_{sff} := V_{Ed,f} \cdot \frac{h_f}{\cot(\theta_{ff}) \cdot f_{yd}} \cdot s_{ff} = 57.42 \text{ mm}^2$$

$$\varnothing := \sqrt{4 \cdot \frac{A_{sff}}{\pi}} = 8.551 \text{ mm}$$

Legger inn $\varnothing 20$ s150. Legges inn så lenge kravet gjelder.

Skjærkrefter i støpeskjøt mellom betong støp på ulike tidspunkt

Gjennomfører kontroll etter EK2-1-1: 6.2.5

Største opptredende krefter forekommer i støpeskjøten som ligger 6m til venstre for akse 5.

$$V_{Ed.støpeskjøt} := 5230 \cdot 10^3 N$$

$$N_{Ed.støpeskjøt} := 36383 \cdot 10^3 N \quad (\text{Trykkraft})$$

$$\beta := 1$$

Bredden på støpeskjøt er lik 10 100 mm som bredden av brua eks. kantdragere

$$b_i := 10100 \text{ mm}$$

$$V_{Edi} := \frac{\beta \cdot V_{Ed.støpeskjøt}}{z \cdot b_i} = 0.452 \frac{N}{mm^2}$$

Støpeskjøten skal ha en fortannet overflate:

HB N400: 7.9.2

$$c := 0.50 \quad \mu := 0.9$$

EK2-1-1: 6.2.2(2)

Areal støpeskjøt:

$$A_i := A_{c.felt} = 8.345 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

Areal på armering som krysser betraktet støpeskjøt:

$$A_{arm.skjøt} := 16 \cdot 2850 + 3272 \cdot 4.5 + 3272 \cdot 7.96 = 8.637 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

$$\rho := \frac{A_{arm.skjøt}}{A_i} = 0.01035$$

$$\sigma_n := \frac{N_{Ed.støpeskjøt}}{A_i} = 4.36 \text{ MPa}$$

$$\text{Krav: flens i trykk: } 0.6 \cdot f_{cd} = 15.3 \frac{N}{mm^2}$$

Kontroll:

$$K_{spenning.støpeskjøt} := \text{if}(0.6 \cdot f_{cd} > \sigma_n, \text{"OK!"}, \text{"IKKE OK!"})$$

$$K_{spenning.støpeskjøt} = \text{"OK!"}$$

$$V_{Rdi} := \min(c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin(\alpha)) + \cos(\alpha), 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}) = 6.273 \frac{N}{mm^2}$$

$$K_{skjærkrefter.støpeskjøt} := \text{if}(V_{Rdi} \geq V_{Edi}, \text{"OK!"}, \text{"IKKE OK!"})$$

$$K_{skjærkrefter.støpeskjøt} = \text{"OK!"}$$

Torsjonskapasitet

Gjennomfører kontroll av torsjonskapasitet etter EK2-1-1: 6.3.2

Torsjonskapasitet ved opplegg akse 8

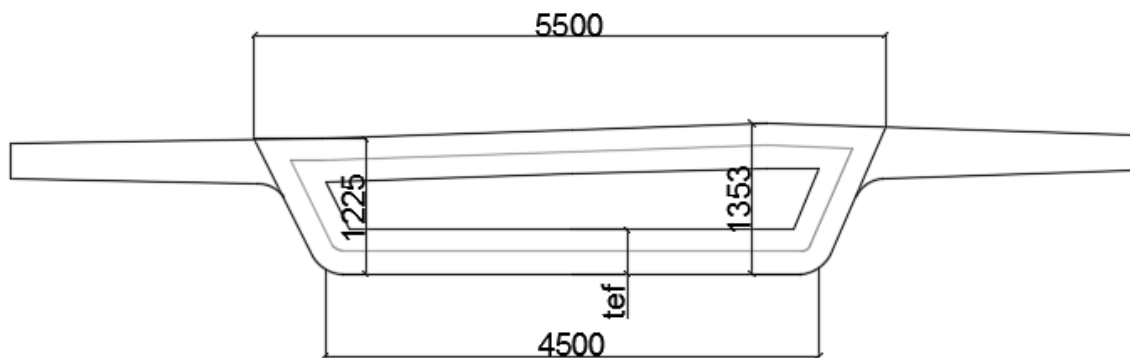
$$f_{ck} = 45 \text{ MPa} \quad f_{cd} = 25.5 \text{ MPa} \quad f_{yd} = 434.783 \text{ MPa} \quad \alpha_{cw} = 1.156$$

Opptredende torsjonsmoment:

$$T_{Ed} := 7121 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Fra NovaFrame, element 530, designpunkt 1.0

Beregner tverrsnittets torsjonskapasitet fra et lukket tverrsnitt (EK2-1-1: 6.3.1). Betraktet tverrsnitt er vist på figuren under.



Beregner en middelværdi for høyde og bredde da tverrsnittet ikke er rektangulært.

$$b := \frac{4500 + 5500}{2} = 5000 \text{ mm}$$

$$h := \frac{1225 + 1353}{2} = 1289 \text{ mm}$$

Totalt areal av tverrsnitt innenfor ytre omkretsen:

$$A_{torsjon} := b \cdot h = 6.445 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

Ytre omkrets av tverrsnittet:

$$u := 2 \cdot (b + h) = 12578 \text{ mm}^2$$

Effektiv vegtykkelse:

$$t_{ef} := \frac{A_{torsjon}}{u} = 512.403 \text{ mm}$$

Torsjonsmomentkapasiteten for trykkbrudd:

Arealet som omslutes av senterlinjene i tverrsnittsdelen, medregnet innvendig hulrom :

$$A_k := (b - t_{ef}) \cdot (h - t_{ef}) = 3.485 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$v = 0.492$$

EK2-1-1: 6.2.2, formel (6.6N)

$$\theta := 26.56 \cdot \frac{\pi}{180} = 0.464 \text{ rad}$$

Får følgende torsjonskapasitet etter EK2-1-1: 6.3.2(4), formel (6.30) :

$$T_{Rd,max} := 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) = 20.713 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

Interaksjon mellom torsjon og skjærkrefter ved opplegg akse 8:

$$V_{Rd,max} = 7.291 \cdot 10^7 \text{ N}$$

$$V_{Ed,red} = 6.13 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed,red}}{V_{Rd,max}} = 0.428$$

Trykkbruddkapasiteten for tverrsnittet er tilstrekkelig, siden:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed,red}}{V_{Rd,max}} \leq 1$$

Riss-torsjonsmoment:

Kapasitet:

$$T_{Rd,c} := 2 \cdot f_{ctd} \cdot A_k \cdot t_{ef} = 5.46 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

$$K_{kontroll.risstorsjon} := \text{if}(T_{Ed} \leq T_{Rd,c}, \text{“Ikke behov for torsjonsarmering”}, \text{“Behov for torsjonsarmering”})$$

$$K_{kontroll.risstorsjon} = \text{“Behov for torsjonsarmering”}$$

Krav ikke tilfredsstilt, medfører at brudekket vil risse opp som følge av torsjon.
Beregningsmessig behov for torsjonsarmering.

Torsjonsarmering:Lengdearmering:

$$\text{Omkretsen av } A_k : \quad u_k := 2 \cdot ((h - t_{ef}) + (b - t_{ef})) = 10528.39 \text{ mm}$$

$$f_{yd} = 434.783 \text{ MPa}$$

Nødvendig tverrsnittsareal for lengdearmering på grunn av torsjon, langs bøyleomkretsen blir:

$$A_{sl,tot} := \left(\frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k} \right) \cdot \cot(\theta) \cdot \frac{u_k}{f_{yd}} = 49479.004 \text{ mm}^2 \quad \text{EK2-1-1: 6.3.2(3), formel 6.28)}$$

Bøylearmering:

$$f_{ywd} := f_{yd} = 434.783 \text{ MPa}$$

$$s := 1000 \text{ mm}$$

$$A_{sw,l} := \left(\frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd}} \right) \cdot \tan(\theta) \cdot s = 1174.636 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad (\text{Enkeltsnittet})$$

Valg av armering:Lengdearmering:

Henter maksimalt torsjonsmoment fra NovaFrame:

$$T_{Ed} = 7.121 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

$$A_p := 2850 \text{ mm}^2$$

$$n_{kabler} := 8$$

Minimumsarmering i overkant brudekket:

$$A_{s,min} = 26045.12 \text{ mm}^2$$

Minimumsarmering i underkant brudekket:

$$A_{s,min,f} = 14724 \text{ mm}^2$$

Spennkabler i overkant brudekket:

$$A_{p,tot} := A_p \cdot n_{kabler} = 22800 \text{ mm}^2$$

Kontroll av kapasiteten til spennkablene for å undersøke hvor mye av slakkarmering som kan benyttes som torsjonsarmering:

$$\alpha_b = 0.641$$

$$A_{pb.spenn} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_{uk} \cdot d_{mid.f} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} = 41646.89 \quad mm^2$$

$$K_{underarm.torsjon} := \text{if}(A_{pb.spenn} > A_{p.tot}, \text{“Tverrsnittet er underarmert”}, \text{“Tverrsnittet er ikke underarmert”})$$

$$K_{underarm.torsjon} = \text{“Tverrsnittet er underarmert”}$$

$$\alpha_{spenn} := \frac{(f_{pd} \cdot A_{p.tot})}{(0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{uk} \cdot d_{mid.f})} = 0.351$$

$$M_{Rd.spennarmering} := 0.8 \cdot \alpha_{spenn} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_{spenn}) \cdot f_{cd} \cdot b_{uk} \cdot d_{mid.f}^2 = 36.317 \cdot 10^9 \quad Nmm$$

Siden $M_{Rd.spennarmering} > M_{Ed.torsjon}$ kan spennkablene ta hele opptredende torsjonsmomentet, og all slakkarmeringen benyttes derfor til torsjonsarmering.

$$\text{Nødvendig slakkarmeringsareal for å ta torsjonsmomentet:} \quad A_{sl.tot} = 49479 \quad mm^2$$

Antall armeringsstenger:

$$\varnothing := 25 \quad mm \quad \varnothing_{torsjon} := 30 \quad mm \quad \text{HB N400, tabell 7.3}$$

$$n_{tot.slakk} := \frac{A_{sl.tot}}{\left(\pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2\right)} = 100.8 \quad stk \quad \text{Benytter 102}\varnothing 25$$

Omkrets som lengdearmeringen fordeles over:

$$O_{torsjon} := 2 \cdot \left((b - 2 \cdot C_{nom.slakk.ok}) + (h - C_{nom.slakk.ok}) \right) = 12128 \quad mm$$

Senteravstand mellom slakkarmeringen:

$$S_{slakk} := \frac{O_{torsjon}}{n_{tot.slakk}} = 120.32 \text{ mm}$$

Får da følgende lengdearmering:

102 $\emptyset 25S110$

Bøyler:

Velger bøyler $\emptyset 20$: $\emptyset_{bøyler} := 25 \text{ mm}$ HB N400, tabell 7.3

$$A_{sw} := \pi \cdot (10)^2 = 314.159 \text{ mm}^2 \quad A_{sw.l} := \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd}} \cdot \tan(\theta) = 1.175 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Senteravstand: $S \leq \frac{A_{sw}}{1.175} \quad S := \frac{A_{sw}}{1.175} = 267.37 \text{ mm}$

Krav til maks senteravstand: $S_{maks} := \frac{u}{8} = 1572.25 \text{ mm}$ EK2-1-1: 9.2.3(3)

Største senteravstand mellom skjærarmering:

$$\alpha_{skjær} := 90 \cdot \frac{\pi}{180} = 1.571$$

Avstanden mellom strekkarmeringen og trykkarmeringens tyngdepunktlinjer:

$$h' := h_{felt} - C_{nom.slakk.uk} - C_{nom.slakk.ok} - (2 \cdot \emptyset_{lengde}) - \emptyset_{torsjon} = 1073 \text{ mm}$$

Største senteravstand blir:

$$s_{l.max} := 0.6 \cdot h' \cdot (1 + \cot(\alpha_{skjær})) = 1931.4 \text{ mm} \quad \text{EK2-1-1: NA.9.2.2(6)}$$

Fra vedlegg A er det beregnet minimum skjærarmering per lengdeenhet på:

$$A_{sw.min} := 6037.4 \frac{mm^2}{m}$$

Krav for torsjonsarmering i lengderetning, per enhet av bøylearmering:

$$A_{sw.l} = 1.1746 \frac{mm^2}{mm}$$

Antall bøyer tverretning:

$$n_{bøyer,tverretning} := \frac{A_{sw.min}}{A_{sw.l} \cdot s} = 5.14 \quad \text{Betyr at det er nødvendig å legge inn minimum 6 bøyer i tverretningen.}$$

Senteravstand i tverretningen mellom bøylebein er gitt ved:

$$d_{mid.felt} := h_{felt} - C_{nom.slakk.ok} - C_{nom.slakk.ik} - \phi_{lengde} = 1133 \text{ mm}$$

$$s_{t,max} \leq d \leq 600 \text{ mm} \quad s_{t,max} \leq 1128 \leq 600 \text{ mm} \quad \text{EK2-1-1: NA . 9.2.2 (8)}$$

Velger en senteravstand i tverretningen på:

$$s_{bøyer,t} := 600 \text{ mm}$$

Med 6 bøyer Ø20:

$$A_{sw} := 6 \cdot (\pi \cdot (10)^2) = 1884.96 \text{ mm}^2$$

Maksimal senteravstand i lengderetningen:

$$s_{bøyer,l} := \frac{A_{sw}}{\frac{A_{sw.min}}{m}} = 312.213 \text{ mm}$$

Ser at den valgte senteravstanden i lengderetningen på 200mm er OK.

Kontroll med 6 bøyler i tverretningen:

$$A_{sw.opptredende} := A_{sw} \cdot \frac{1000}{200} = 9424.778 \quad mm^2 \quad A_{sw.min} = 6037.4 \quad mm^2$$

$$A_{sw.opptredende} > A_{sw.min}$$

Dette betyr økt mengde med slakkarmeringsareal som følge av at torsjon vil bli dimensjonerende for konstruksjonen. Tverrsnittet vil dermed ha følgende skjærbøylearmering:

-I lengderetningen Ø20 S200

-I tverretning er det behov for 6 bøyler Ø20. Velger å legge bøyler S600 i tverretningen
Etter EK2-1-1: NA. 9.2.2

Egenvekt betong: $\rho_c := 25 \frac{kN}{m^3}$

Lengde utkrager: $l_{tverr} := \frac{(b_f - b_w)}{2} = 2550 \text{ mm}$

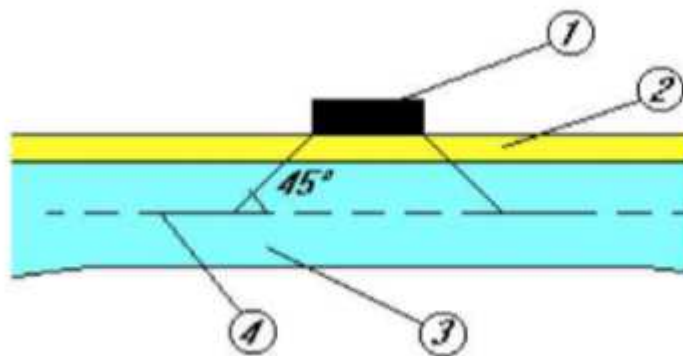
Lastfaktor trafikk: $\gamma_{tr} := 1.35$

Lastfaktor egenvekt: $\gamma_g := 1.0$

Opptredende moment:

Det benyttes influenslinjer til å finne opptredende moment på grunn av punktlast.

Figuren under er hentet fra EK1-2: Figur. 4.4



- 1) Kontaktflate til dekket
- 2) Asfalt
- 3) Betongdekke
- 4) Midten av betongdekket

Lastmodell 1:

Projisert areal blir: $l_{dekk} := 400 \text{ mm}$ $\frac{h_f}{2} = 192.5 \text{ mm}$

$$l_{dekk.ny} := l_{dekk} + \frac{h_f}{2} = 592.5 \text{ mm}$$

$$A_{ny} := l_{dekk.ny} \cdot l_{dekk.ny} = 3.511 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

Faktor for influensfelt: $\mu_{middel.1} := 10$ Fra A.Pucher, graf 17

Lastmodell 2:

Projisert areal blir: $l_{b.2} := 350 \text{ mm}$ $l_{h.2} := 600 \text{ mm}$

$$A_{ny.2} := \left(l_{b.2} + \frac{h_f}{2} \right) \cdot \left(l_{h.2} + \frac{h_f}{2} \right) = 4.3 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

Faktor fra Influensfelt: $\mu_{middel.2} := 10.5$ Fra A.Pucher, graf 17

Lastmodell 1 gir:

Punktlast trafikk: $M_{Q1} := \left(\frac{Q_1 \cdot 2}{8 \cdot \pi} \right) \cdot \mu_{middel.1} \cdot \gamma_{tr} \cdot 1 = 161.14 \text{ kNm}$

Jevnt fordelt trafikklast: $V_{q1} := q_1 \cdot b_{tverr} \cdot l_{tverr} \cdot \gamma_{tr} \cdot 10^{-6} = 18.59 \text{ kNm}$

$$M_{Q1.} := M_{Q1} + V_{q1} = 179.734 \text{ kNm}$$

Lastmodell 2 gir:

Punktlast trafikk: $M_{Q2} := \left(\frac{Q_2}{8 \cdot \pi} \right) \cdot \mu_{middel.2} \cdot \gamma_{tr} \cdot 1 = 112.801 \text{ kNm}$

Ser at LM1 blir dimensjonerende, og derfor benyttes denne ved videre beregning.

Egenvekt:
$$M_g := \gamma_g \cdot \rho_c \cdot h_f \cdot b_{tverr} \cdot l_{tverr} \cdot \frac{l_{tverr}}{2} \cdot 10^{-12} = 31.293 \text{ kNm}$$

Totalt opptredende moment blir:
$$M_{Ed.tverr} := M_{Ql} + M_g = 211 \text{ kNm}$$

Momentkapasitet tverretning:

$$\alpha_{tverr} := 0.412$$

$$M_{Rd.tverr} := 0.8 \cdot \alpha_{tverr} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_{tverr}) \cdot f_{cd} \cdot b_{tverr} \cdot (d_{tverr})^2 \cdot 10^{-6} = 674.592 \text{ kNm}$$

Kontroll mhp moment :

$$K_{tverr} := \text{if}(M_{Ed.tverr} < M_{Rd.tverr}, \text{“Kapasitet OK”}, \text{“Ikke OK”})$$

$$K_{tverr} = \text{“Kapasitet OK”}$$

Beregner nødvendig armering:

$$z_{faktor} := \min\left(0.95, \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed.tverr}}{M_{Rd.tverr}}\right)\right) = 0.947$$

$$z_{tverr} := z_{faktor} \cdot d_{tverr} = 293.514 \text{ mm}$$

$$A_{s,min.tverr} := \frac{M_{Ed.tverr} \cdot 10^6}{f_{yd} \cdot z_{tverr}} = 1653.62 \text{ mm}^2$$

Har antatt armering på Ø25s150 i tverretningen

Armering i tverretningen:
$$A_{s.tverr} := \pi \cdot (12.5)^2 \cdot \frac{1000}{150} = 3272.492 \text{ mm}^2$$

Kontroll av armering:

$$K_{armering.tverr} := \text{if}(A_{s.tverr} > A_{s,min.tverr}, \text{“OK”}, \text{“IKKE OK”})$$

$$K_{armering.tverr} = \text{“OK”}$$

Det er tilstrekkelig med tverrarmering i flensene.

Skjærkapasitet flenser:

Benytter diagrammer fra Norsk Betongforening, publikasjon nr. 6. LM1 antas å være dimensjonerende, og dette gir:

$$\text{Lastmodell 1:} \quad t_x := 592.5 \text{ mm} \quad t_y := t_x = 592.5 \text{ mm}$$

$$S := l_{\text{tverr}} - 500 - \frac{1}{2} \cdot t_x = 1753.75 \text{ mm} \quad k_v := 0.19$$

$$\text{Lastmodell 2:} \quad t_{x,2} := l_{h,2} + \frac{d_{\text{tverr}}}{2} = 755 \text{ mm} \quad t_{y,2} := l_{b,2} + \frac{d_{\text{tverr}}}{2} = 505 \text{ mm}$$

$$S := d_{\text{tverr}} = 310 \text{ mm} \quad k_{v,2} := 0.47$$

Lastmodell 1 gir:

$$\text{Punktlast trafikk:} \quad V_{Q,1} := k_v \cdot \left(\frac{Q_1 \cdot 2}{t_y} \right) \cdot \gamma_{tr} \cdot 1 \cdot 10^3 = 129.87 \text{ kN}$$

$$\text{Jevnt fordelt trafikklast:} \quad V_{q,1} := q_1 \cdot b_{\text{tverr}} \cdot l_{\text{tverr}} \cdot \gamma_{tr} \cdot 10^{-6} = 18.59 \text{ kN}$$

Lastmodell 2 gir:

$$\text{Punktlast trafikk:} \quad V_{Q,2} := k_{v,2} \cdot \left(\frac{Q_2}{t_{y,2}} \right) \cdot \gamma_{tr} \cdot 1 \cdot 10^3 = 251.29 \text{ kN}$$

Ser ut fra beregningene at LM2 blir dimensjonerende, og vil derfor bli benyttet ved videre beregning.

$$\text{Egenvekt:} \quad V_g := \rho_c \cdot h_f \cdot b_{\text{tverr}} \cdot l_{\text{tverr}} \cdot \gamma_g \cdot 10^{-9} = 24.54 \text{ kN}$$

$$\text{Totalt opptredende skjærkraft blir:} \quad V_{Ed,\text{tverr}} := V_{Q,2} + V_g = 275.83 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet tverretning:

$$k_{tverr} := 1 + \sqrt{\left(\frac{200}{d_{tverr}}\right)} = 1.803$$

$$A_{sl} := A_{s.tverr} = 3272.492 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{l.tverr} := \frac{A_{sl}}{b_{tverr} \cdot d_{tverr}} = 0.0106$$

Får etter EK2-1-1: 6.2.2 (6.2a) følgende skjærkapasitet:

$$V_{Rd.tverr} := \left(C_{Rd.c} \cdot k_{tverr} \cdot \left(100 \cdot \rho_{l.tverr} \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} \right) \cdot b_{tverr} \cdot d_{tverr} \cdot 10^{-3} = 242.94 \text{ kN}$$

Kontroll av opptredende skjærkraft:

$$K_{skjær.tverr} := \text{if}(V_{Ed.tverr} < V_{Rd.tverr}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"})$$

$$K_{skjær.tverr} = \text{"IKKE OK"}$$

Skjærkapasitet ikke ok, må øke armeringsmengden i tverretningen

$$A_{s.min.tverr} := 4900 \text{ mm}^2 \quad \text{Tilsvarende } \text{Ø}25\text{s}100$$

$$k_{tverr} := 1 + \sqrt{\left(\frac{200}{d_{tverr}}\right)} = 1.803$$

$$A_{sl} := A_{s.min.tverr} = 4900 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{l.tverr} := \frac{A_{sl}}{b_{tverr} \cdot d_{tverr}} = 0.0158$$

Får etter EK2-1-1: 6.2.2 (6.2a) følgende skjærkapasitet:

$$V_{Rd.tverr} := \left(C_{Rd.c} \cdot k_{tverr} \cdot \left(\left(100 \cdot \rho_{l.tverr} \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} \right) \right) \cdot b_{tverr} \cdot d_{tverr} \cdot 10^{-3} = 277.93 \text{ kN}$$

$$K_{skjær.tverr} := \text{if} \left(V_{Ed.tverr} < V_{Rd.tverr}, \text{“OK”}, \text{“IKKE OK”} \right)$$

$$K_{skjær.tverr} = \text{“OK”}$$

Skjærkapasitet i flensene er tilstrekkelig med økt armeringsmengde. Kun behov for minimum skjærarmering i flensene.

Vedlegg I: Dimensjonering i bruksgrensetilstandenTverrsnitts geometri:

$$h_{felt} := 1353 \text{ mm} \quad h_{stotte} := 2098 \text{ mm} \quad h_f := \frac{320 + 450}{2} = 385 \text{ mm}$$

$$A_{c,felt} := 8.345 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 \quad I_{x,felt} := 1.134 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4 \quad b_{eff,stotte} := 7960 \text{ mm}$$

$$b_w := 4500 \quad y_{c,felt} := 752.5 \text{ mm} \quad b_{felt} := 10100 \text{ mm}$$

$$y_{c,stotte} := 1161.3 \text{ mm} \quad y_{c,eff,enefelt} := 743.7 \text{ mm} \quad b_{eff,enefelt} := 9500 \text{ mm}$$

MaterialparametereBetong:

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa} \quad \gamma_c := 1.5 \quad f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa} \quad \phi_{100} := 1.657$$

$$E_c := 36000 \text{ MPa} \quad E_{cm} := \frac{E_c}{1 + \phi_{100}} = 1.355 \cdot 10^4 \quad \varepsilon_{cs} := 2.9903 \cdot 10^{-4}$$

Slakkarmering:

$$E_s := 200000 \text{ Mpa} \quad f_{yk} := 500 \text{ Mpa} \quad \gamma_s := 1.15 \quad f_{cd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ Mpa}$$

$$c_{nom,slakk.ok} := 75 \text{ mm} \quad c_{nom,slakk.uk} := 120 \text{ mm}$$

$$\text{Benytter lengdearmering } \phi 25: \quad \phi_{lengde} := 30 \text{ mm} \quad N 400 \text{ tabell 7.3}$$

Effektiv høyde til slakkarmering i felt:

$$d_{slakk.ok} := h_{felt} - c_{nom,slakk.ok} - (\phi_{lengde}) = 1248 \text{ mm}$$

$$d_{slakk.uk} := h_{felt} - c_{nom,slakk.uk} - (\phi_{lengde}) = 1203 \text{ mm} \quad d_{slakk,felt.uk} := d_{slakk.uk} = 1203 \text{ mm}$$

Spennarmering:

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa} \quad f_{pk} := 1860 \text{ MPa} \quad \sigma_{pm0} := 1360 \text{ MPa}$$

$$A_p := 2850 \text{ mm}^2 \quad P_{max} := 4240 \text{ kN} \quad E_p := 195000 \text{ Mpa}$$

$$n_{kabler.felt} := 16$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 14.392 \quad c_{nom.spenn.uk} := 140 \text{ mm} \quad c_{nom.spenn.ok} := 120 \text{ mm}$$

$$n_{kabler.støtte} := 16$$

Effektiv høyde til spennarmering over støtte (Akse 4 og 5):

$$d_{spenn.støtte.ok} := h_{støtte} - c_{nom.spenn.ok} - (2 \cdot \varnothing_{lengde}) = 1918 \text{ mm}$$

$$d_{spenn.støtte.uk} := h_{støtte} - c_{nom.spenn.uk} - (2 \cdot \varnothing_{lengde}) = 1898 \text{ mm}$$

Effektiv høyde til slakkarmering over støtte (Akse 4 og 5):

$$d_{slakk.støtte.ok} := h_{støtte} - c_{nom.slakk.ok} - (\varnothing_{lengde}) = 1993 \text{ mm}$$

$$d_{slakk.støtte.uk} := h_{støtte} - c_{nom.slakk.uk} - (\varnothing_{lengde}) = 1948 \text{ mm}$$

Effektiv høyde til spennarmering i felt:

$$d_{spenn.ok} := h_{felt} - c_{nom.spenn.ok} - (2 \cdot \varnothing_{lengde}) = 1173 \text{ mm}$$

$$d_{spenn.uk} := h_{felt} - c_{nom.spenn.uk} - (2 \cdot \varnothing_{lengde}) = 1153 \text{ mm} \quad d_{spenn.felt.uk} := d_{spenn.uk} = 1153 \text{ mm}$$

Beregner en middelværdi for effektiv tverrsnittshøyde i felt:

$$d_{middel.ok} := \frac{(d_{slakk.ok} + d_{spenn.ok})}{2} = 1210.5 \text{ mm}$$

$$d_{middel.uk} := \frac{(d_{slakk.uk} + d_{spenn.uk})}{2} = 1178 \text{ mm}$$

Effektiv høyde til spennarmering over støtte:

$$d_{spenn.ok} := h_{støtte} - c_{nom.spenn.ok} - (2 \cdot \varnothing_{lengde}) = 1918 \text{ mm}$$

$$d_{spenn.uk} := h_{støtte} - c_{nom.spenn.uk} - (2 \cdot \varnothing_{lengde}) = 1898 \text{ mm}$$

Beregner en middelvei for effektiv tverrsnittshøyde for støtte:

$$d_{middel.støtte.ok} := \frac{(d_{slakk.ok} + d_{spenn.ok})}{2} = 1583 \text{ mm}$$

$$d_{middel.støtte.uk} := \frac{(d_{slakk.uk} + d_{spenn.uk})}{2} = 1550.5 \text{ mm}$$

Spenningsbegrensning**Karakteristisk lastkombinasjon****Ved opplegg støtte akse 4**

$$A_{eff.støtte} := 1.121 \cdot 10^7 \text{ mm}^2$$

$$y_{eff.støtte} := 1121 \text{ mm}$$

$$I_{x,eff.støtte} := 4.06 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$I_{y,eff.støtte} := 3.278 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4$$

$$y_c := 1161.3 \text{ mm}$$

Spennarmering over støtte:

$$A_{p,tot.s} := A_p \cdot n_{kabler.støtte} = 45600 \text{ mm}^2$$

Stadium 1, urisset betong:

Transformert tverrsnitt:

$$A_{t,eff.støtte} := A_{eff.støtte} + (\eta - 1) A_{p,tot.s} = 1.182 \cdot 10^7 \text{ mm}^2$$

Avstand fra tpb til armering:

$$e_{p.støtte} := \frac{1842 + 1936}{2} - y_{eff.støtte} = 768 \text{ mm}$$

Avstand fra $y_{c.støtte}$ til y_{eff} :

$$y_{t,eff} := \frac{((\eta - 1) \cdot A_{p,tot.s} \cdot e_{p.støtte})}{A_{t,eff.støtte}} = 39.68 \text{ mm}$$

Arealreghetsmoment om tp:

$$I_{t,eff.støtte} := I_{x,eff.støtte} + A_{eff.støtte} \cdot (y_{t,eff})^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p,tot.s} \cdot (e_{p.støtte} - y_{t,eff})^2$$

$$I_{t,eff.støtte} = 4.402 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

Opptredende moment og aksialkraft over støtte akse , hentet fra NovaFrame:

$$N_{støtte.kar} := -31451 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$M_{støtte.kar} := 12371 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Betongspenninger:

Beregning gjort i uk tverrsnitt:

$$\sigma_{c.uk.s.kar} := \left(\frac{N_{støtte.kar}}{A_{t,eff.støtte}} \right) + \left(\frac{M_{støtte.kar}}{I_{t,eff.støtte}} \right) \cdot (-y_{eff.støtte} - y_{t,eff}) = -5.923 \text{ MPa}$$

Beregning gjort i ok tverrsnitt:

$$\sigma_{c.ok.s.kar} := \left(\frac{N_{støtte.kar}}{A_{t,eff.støtte}} \right) + \left(\frac{M_{støtte.kar}}{I_{t,eff.støtte}} \right) \cdot (y_{eff.støtte} - y_{t,eff}) = 0.378 \text{ MPa}$$

Kontroll av tillatt spenning i betongen:

Trykkspenning $\sigma_{c.tillatt} := 0.6 \cdot f_{ck} = 27 \text{ MPa}$

$K_{trykk.støtte} := \text{if}(\sigma_{c.uk.s.kar} \leq \sigma_{c.tillatt}, \text{“Ok”}, \text{“ikke ok”}) = \text{“Ok”}$

Strekkspenning: $f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$ EK2-1-1: Tabell 3.1

$K_{strekstøtte} := \text{if}(\sigma_{c.ok.s.kar} \leq f_{ctm}, \text{“Ok”}, \text{“ikke ok”}) = \text{“Ok”}$

Trykkspenning $\sigma_{c.tillatt} := 0.6 \cdot f_{ck} = 27 \text{ MPa}$

$K_{trykk.støtte} := \text{if}(\sigma_{c.uk.s.kar} \leq \sigma_{c.tillatt}, \text{“Ok”}, \text{“ikke ok”}) = \text{“Ok”}$

Strekkspenning: $f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$ EK2-1-1: Tabell 3.1

$K_{strekstøtte} := \text{if}(\sigma_{c.ok.s.kar} \leq f_{ctm}, \text{“Ok”}, \text{“ikke ok”}) = \text{“Ok”}$

Karakteristisk lastkombinasjon

Midtfelt mellom akse 4-5

$$I_{x,felt} = 1.134 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4 \quad I_{y,felt} := 4.092 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4$$

$$y_{c,felt} = 752.5 \text{ mm}$$

Stadium 1, urisset betong:

Spennarmering i felt: $A_{p,tot,f} := A_p \cdot n_{kabler,felt} = 45600 \text{ mm}^2$

Transformert tverrsnitt: $A_{t,felt} := A_{c,felt} + (\eta - 1) \cdot A_{p,tot,f} = 8.956 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$

Avstand fra tpb til armering: $e_{p,felt} := y_{c,felt} - c_{nom.spenn.uk} = 612.5 \text{ mm}$

Beliggendehet av tp: $y_t := \frac{((\eta - 1) \cdot A_{p,tot,f} \cdot e_{p,felt})}{A_{t,felt}} = 41.766 \text{ mm}$

Arealtrehetsmoment om tp: $y_{t,eff,felt} := \frac{((\eta - 1) \cdot A_{p,tot,s} \cdot e_{p,felt})}{A_{t,felt}} = 41.766 \text{ mm}$

$$I_{t,felt} := 4.206 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4 \quad \text{Fra Novaframe}$$

Opptredende moment og aksialkraft i midtfelt, hentet fra NovaFrame:

$$N_{felt,kar} := -36325 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$M_{felt,kar} := 18710 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Betongspenninger:

Beregning gjort i uk tverrsnitt:

$$\sigma_{c.uk.s.kar} := \left(\frac{N_{felt.kar}}{A_{t,felt}} \right) + \left(\frac{M_{felt.kar}}{I_{t,felt}} \right) \cdot (y_{c,felt} - y_t) = -3.74 \text{ MPa}$$

Beregning gjort i ok tverrsnitt:

$$\sigma_{c.ok.f.kar} := \left(\frac{N_{felt.kar}}{A_{t,felt}} \right) + \left(\frac{M_{felt.kar}}{I_{t,felt}} \right) \cdot (-y_{c,felt} - y_t) = -4.409 \text{ MPa}$$

Kontroll av tillatt spenning i betongen:

Trykkspenning: $\mathbf{K}_{trykk.felt} := \text{if}(\sigma_{c.uk.s.kar} \leq \sigma_{c.tillatt}, \text{"Ok"}, \text{"ikke ok"}) = \text{"Ok"}$

Strekkspenning: $\mathbf{K}_{strek.felt} := \text{if}(\sigma_{c.ok.s.kar} \leq f_{ctm}, \text{"Ok"}, \text{"ikke ok"}) = \text{"Ok"}$

Oppsummering:

Strek og trykkfastheten til tverrsnittet kontrollert for lastkombinasjonen karakteristisk er tilstrekkelig. Tverrsnittet kan derfor beregnes som uopprisset.

Tilnærmet permanent lastkombinasjon**Ved opplegg akse 5:****Stadium 1, urisset betong:**

Opptredende moment og aksialkraft ved støtte, hentet fra NovaFrame:

$$N_{støtte.perm} := -30035 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$M_{støtte.perm} := 11604 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Betongspenninger:

Beregning gjort i uk tverrsnitt:

$$\sigma_{c.uk.s.perm} := \left(\frac{N_{støtte.perm}}{A_{t,eff.støtte}} \right) + \left(\frac{M_{støtte.perm}}{I_{t,eff.støtte}} \right) \cdot (-y_{eff.støtte} - y_{t,eff}) = -5.601 \text{ MPa}$$

Beregning gjort i ok tverrsnitt:

$$\sigma_{c.ok.s.perm} := \left(\frac{N_{støtte.perm}}{A_{t,eff.støtte}} \right) + \left(\frac{M_{støtte.perm}}{I_{t,eff.støtte}} \right) \cdot (y_{eff.støtte} - y_{t,eff}) = 0.31 \text{ MPa}$$

Kontroll av tillatt spenning i betongen:

Trykkspenning $\sigma_{c.tillatt} := 0.45 \cdot f_{ck} = 20.25 \text{ MPa}$

$$K_{trykk.støtte} := \text{if}(\sigma_{c.uk.s.perm} \leq \sigma_{c.tillatt}, \text{“Ok”}, \text{“ikke ok”}) = \text{“Ok”}$$

Strekkspenning: $f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$ EK2-1-1: Tabell 3.1

$$K_{strekstøtte} := \text{if}(\sigma_{c.ok.s.perm} \leq f_{ctm}, \text{“Ok”}, \text{“ikke ok”}) = \text{“Ok”}$$

Oppsummering:

Trykk- og strekkfastheten er tilstrekkelig ved opplegg akse 5 i lastkombinasjonen tilnærmet permanent, og tverrsnittet forblir uopprisset. Det er derfor ikke nødvendig å beregne tverrsnittet i Stadium II.

Midtfelt, akse 4-5:**Stadium 1, urisset betong:**

Oppredende moment og aksialkraft ved støtte, hentet fra NovaFrame:

$$N_{felt.perm} := -35122 \cdot 10^3 \quad N$$

$$M_{felt.perm} := 13329 \cdot 10^6 \quad Nmm$$

Betongspenninger:

Beregning gjort i uk tverrsnitt:

$$\sigma_{c.uk.f.perm} := \left(\frac{N_{felt.perm}}{A_{t,felt}} \right) + \left(\frac{M_{felt.perm}}{I_{t,felt}} \right) \cdot (y_{c,felt} - y_{t,eff,felt}) = -3.697 \quad MPa$$

Beregning gjort i ok tverrsnitt:

$$\sigma_{c.ok.f.perm} := \left(\frac{N_{felt.perm}}{A_{t,felt}} \right) + \left(\frac{M_{felt.perm}}{I_{t,felt}} \right) \cdot (-y_{c,felt} - y_{t,eff,felt}) = -4.173 \quad MPa$$

Kontroll av tillatt spenning i betongen:

$$\text{Trykkspenning} \quad \sigma_{c.tillatt} := 0.45 \cdot f_{ck} = 20.25 \quad MPa$$

$$\mathbf{K}_{\text{trykk.felt.perm}} := \text{if}(\sigma_{c.uk.f.perm} \leq \sigma_{c.tillatt}, \text{"Ok"}, \text{"ikke ok"}) = \text{"Ok"}$$

$$\text{Strekkspenning:} \quad f_{ctm} := 3.8 \quad MPa$$

$$\mathbf{K}_{\text{strek.felt.perm}} := \text{if}(\sigma_{c.ok.f.perm} \leq f_{ctm}, \text{"Ok"}, \text{"ikke ok"}) = \text{"Ok"}$$

Oppsummering:

Trykk- og strekkfastheten kontrollert i midtfelt akse 4-5 er tilstrekkelig for lastkombinasjonen tilnærmet permanent, og tverrsnittet forblir uopprisset. Det er derfor ikke nødvendig å beregne tverrsnittet i Stadium II.

Ofte forekommende lastkombinasjon**Ved opplegg akse 5:****Stadium I, urisset betong:**

Opptredende moment og aksialkraft ved støtte, hentet fra NovaFrame:

$$N_{støtte.ofte} := -28880 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$M_{støtte.ofte} := 11884 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$A_{t,eff.støtte} := 1.121 \cdot 10^7 \text{ mm}^2$$

Betongspenninger:

Beregning gjort i uk tverrsnitt:

$$\sigma_{c.uk.s.ofte} := \left(\frac{N_{støtte.ofte}}{A_{t,eff.støtte}} \right) + \left(\frac{M_{støtte.ofte}}{I_{t,eff.støtte}} \right) \cdot (-y_{eff.støtte} - y_{t,eff}) = -5.71 \text{ MPa}$$

Beregning gjort i ok tverrsnitt:

$$\sigma_{c.ok.s.ofte} := \left(\frac{N_{støtte.ofte}}{A_{t,eff.støtte}} \right) + \left(\frac{M_{støtte.ofte}}{I_{t,eff.støtte}} \right) \cdot (y_{eff.støtte} - y_{t,eff}) = 0.343 \text{ MPa}$$

Kontroll av tillatt spenning i betongen:

Det eksisterer ingen krav for tillatt trykkspenning i betongen for lastkombinasjonen ofte forekommende. Antas derfor at trykkspenningen er tilstrekkelig.

Strekkspenning: $f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$

EK2-1-1: Tabell 3.1

$$K_{strek.k.støtte.ofte} := \text{if}(\sigma_{c.ok.s.ofte} \leq f_{ctm}, \text{“Ok”}, \text{“ikke ok”}) = \text{“Ok”}$$

Midtfelt, akse 4-5:

Stadium I, urisset betong:

Opptredende moment og aksialkraft som virker i betraktet snitt, hentet fra NovaFrame:

$$N_{felt.ofte} := -34347 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$M_{felt.ofte} := 13886 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Betongspenninger:

Beregning gjort i uk tverrsnitt:

$$\sigma_{c.uk.f.ofte} := \left(\frac{N_{felt.ofte}}{A_{t,felt}} \right) + \left(\frac{M_{felt.ofte}}{I_{t,felt}} \right) \cdot (y_{c,felt} - y_t) = -3.601 \text{ MPa}$$

Beregning gjort i ok tverrsnitt:

$$\sigma_{c.ok.f.ofte} := \left(\frac{N_{felt.ofte}}{A_{t,felt}} \right) + \left(\frac{M_{felt.ofte}}{I_{t,felt}} \right) \cdot (-y_{c,felt} - y_t) = -4.097 \text{ MPa}$$

Kontroll av tillatt spenning i betongen:

Trykkspenning $\sigma_{c.tillatt} := 0.45 \cdot f_{ck} = 20.25 \text{ MPa}$

$$K_{trykk.felt.ofte} := \text{if}(|\sigma_{c.ok.f.ofte}| \leq |\sigma_{c.uk.f.ofte}|, \text{“Ok”}, \text{“ikke ok”}) = \text{“Ok”}$$

Strekkspenning: $f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$

$$K_{strek.felt.ofte} := \text{if}(\sigma_{c.uk.s.kar} \leq f_{ctm}, \text{“Ok”}, \text{“ikke ok”}) = \text{“Ok”}$$

Oppsummering:

Trykk- og strekkfastheten er tilstrekkelig i midtfelt akse 4-5 for ofte forekommende lastkombinasjon. Derfor ikke nødvendig å beregne tverrsnittet i Stadium II.

Må likevel kontrollere spennkablenes plassering i tverrsnittet.

Rissviddebegrensning:

Kontrollerer rissvidde etter EK2-1-1: 7.3.4

Største stangdiameter for armeringsstål: $\sigma_s := 25 \text{ mm}$ Overdekning slakkarmering: $c_{min.dur.ok} := 60 \text{ mm}$ $c_{min.dur.uk} := 100 \text{ mm}$ Ekvivalent diameter for spennkabel: $\sigma_p := 1.6 \cdot \sqrt{A_p} = 85.417$ EK2-1-1: 6.8.2(2)Forhold: $\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 14.761$ Faktor i overkant (XD1): $k_{c.ok} := \frac{c_{nom.slakk.ok}}{c_{min.dur.ok}} = 1.25$ Faktor i underkant (XS3): $k_{c.uk} := \frac{c_{nom.slakk.uk}}{c_{min.dur.uk}} = 1.2$ Forhold mellom heftfasthet for spennstål og armeringsstål: $\zeta := 0.3$ EK2-1-1: 6.8.2-Tabell 6.2Justert heftfasthetsforhold: $\zeta_l := \sqrt{\zeta \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma_p}} = 0.296$ EK2-1-1: 7.3.2
Formel (7.5)Faktor avhengig av lastens varighet: $k_t := 0.4$ (Langvariglast) EK2-1-1: 7.3.4(2)

Beregning av rissvidder:

Tilnærmet permanent lastkombinasjon

Slakkarmering:

Grenseverdi for overkant: $w_{max.ok.perm} := 0.3 \cdot k_{c.ok} = 0.375 \text{ mm}$

Spennarmering:

Grenseverdi for overkant: $w_{max.ok.spenn.perm} = \text{Trykkavlastning}$

For lastkombinasjonen tilnærmet permanent er det ikke nødvendig å beregne rissvidder fordi kravet om spenningsbegrensning i betongen er oppfylt.

Er allikevel nødvendig å se på spennarmeringens plassering i tverrsnittet, da det er krav om trykkavlastning ihht EK2-1-1:Tabell NA.7.1N.

Ofte forekommende lastkombinasjon

Slakkarmering:

Grenseverdi for overkant: $w_{max.ok.ofte} := 0.2 \cdot k_{c.ok} = 0.25 \text{ mm}$

Spennarmering:

Grenseverdi for overkant: $w_{max.ok.spenn.perm} = \text{Trykkavlastning}$

For lastkombinasjonene tilnærmet permanent og ofte forekommende er det ikke nødvendig å beregne rissvidder fordi kravet om spenningsbegrensning i betongen er oppfylt.

Det er allikevel nødvendig å se på spennarmeringens plassering i tverrsnittet, da det er krav om trykkavlastning ihht EK2-Tabell NA.7.1N.

Kontroll trykkavlastning:

Karakteristisk Lastkombinasjon

Ved opplegg støtte akse 5

$$d_{\text{middel.støtte.ok}} = 1583 \text{ mm}$$

Stadium II, opprisset betong:

$$\eta = 14.392$$

$$A_{\text{slakk.tot.s}} := 66 \cdot (12.5)^2 \cdot \pi = 3.24 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

$$M_{\text{støtte.kar}} = 1.237 \cdot 10^{10} \text{ Nmm}$$

$$N_{\text{støtte.kar}} = -3.145 \cdot 10^7 \text{ N}$$

$$\rho := \frac{(A_{p.\text{tot.s}} + A_{\text{slakk.tot.s}})}{(b_w \cdot d_{\text{middel.støtte.ok}})} = 0.01095$$

$$a := \frac{M_{\text{støtte.kar}}}{|N_{\text{støtte.kar}}|} = 393.342 \text{ mm}$$

$$e_s := d_{\text{middel.støtte.ok}} - y_{\text{eff.støtte}} = 462 \text{ mm}$$

For å uttrykke betongspenningen benyttes følgende formler:

$$\alpha := 0.4$$

$$\sigma_{cA.s.kar} \cdot \alpha := \left(\frac{|N_{\text{støtte.kar}}|}{b_w \cdot d_{\text{middel.støtte.ok}}} \right) \cdot \frac{1}{\left((0.5 \cdot \alpha) - \eta \cdot \rho \cdot \frac{(1-\alpha)}{\alpha} \right)} = -121.375$$

$$\alpha_2 := 1.29$$

$$\sigma_{cM.s.kar} \cdot \alpha := \left(\frac{|N_{\text{støtte.kar}}|}{b_w \cdot d_{\text{middel.støtte.ok}}} \right) \cdot \left(\frac{(2 \cdot (e_s + a))}{d_{\text{middel.støtte.ok}}} \right) \cdot \left(\frac{1}{\alpha \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)} \right) = 13.763$$

$$\sigma_{cA.s.kar} \cdot \alpha := \left(\frac{|N_{\text{støtte.kar}}|}{b_w \cdot d_{\text{middel.støtte.ok}}} \right) \cdot \frac{1}{\left((0.5 \cdot \alpha_2) - \eta \cdot \rho \cdot \frac{(1-\alpha_2)}{\alpha_2} \right)} = 6.489 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cM.s.kar} \cdot \alpha := \left(\frac{|N_{\text{støtte.kar}}|}{b_w \cdot d_{\text{middel.støtte.ok}}} \right) \cdot \left(\frac{(2 \cdot (e_s + a))}{d_{\text{middel.støtte.ok}}} \right) \cdot \left(\frac{1}{\alpha_2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha_2}{3} \right)} \right) = 6.489 \text{ MPa}$$

Løser formlene grafisk i excel:

$$\alpha_{s.kar} := 1.29 \quad \sigma_{c.s.kar} := 6.489$$

Kontroll av tillatt spenning i betongen:

Trykkspenning:

$$K_{trykk.støtte4.kar} := \text{if}(\sigma_{c.s.kar} \leq \sigma_{c.tillatt}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"})$$

$$K_{trykk.støtte4.kar} = \text{"OK"}$$

Beregning av spenning i spennarmeringen:

Betongtøyning i underkant: $\epsilon_{c.s.kar} := \frac{\sigma_{c.s.kar}}{E_{cm}} = 4.789 \cdot 10^{-4}$

Tøyning ved spennarmering: $\Delta\epsilon_{p.s.kar} := \epsilon_{c.s.kar} \cdot \frac{(1 - \alpha_{s.kar})}{\alpha_{s.kar}} = -1.077 \cdot 10^{-4}$

Spnningsendring i spennarmeringen: $\Delta\sigma_{p.s.kar} := (\Delta\epsilon_{p.s.kar} - \epsilon_{cs}) \cdot E_p = -79.306$

Relaksasjonstap i prosent gitt ved: $\epsilon_{tap.rel} := 1.7603$ Fra vedlegg G

Beregning av friksjonstap:

Koeffisienter for friksjonstap: $\mu := 0.20 \quad \text{rad}^{-1} \quad k := 5 \cdot 10^{-3} \quad \frac{\text{rad}}{\text{m}}$

$$x_{akse4} := 36 \text{ m}$$

Spennkablenshelning ved akse 4: $e_4 := 727.7 \text{ mm} \quad L_4 := 6000 \text{ mm}$

$$\theta_4 := \frac{(2 \cdot e_4)}{L_4} = 0.243 \quad \theta_3 := 0.190$$

Tilsvarende for andre vinkler: $\theta_2 := 0.190$

Summen av vinkelendringer: $\theta := \theta_2 + \theta_3 + \theta_4 = 0.623$

Friksjonstapet gitt ved: $\Delta P_\mu := P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\theta + k \cdot x_{akse4})})$

$$\Delta P_\mu = 628.76 \quad kN$$

$$\varepsilon_{tap.frik} := \frac{\Delta P_\mu}{P_{max}} = 14.829\%$$

Gir en faktor (inkludert tap) på: $\varepsilon_{tap} := 100 - \varepsilon_{tap.rel} - \varepsilon_{tap.frik}$

$$\varepsilon_{tap} := 0.834$$

Spenning i spennarmering: $\sigma_{p.s.kar} := \varepsilon_{tap} \cdot \sigma_{pm0} + \Delta \sigma_{p.s.kar} = 1054.93 \quad MPa$

Kontroll av tillatt spenning i spennarmering:

Spenning $\sigma_{p.tillatt} := 0.75 \cdot f_{pk} = 1395 \quad MPa$

$$K_{p.stotte.kar} := \text{if}(\sigma_{p.s.kar} \leq \sigma_{p.tillatt}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"})$$

$$K_{p.stotte.kar} = \text{"OK"}$$

Beregning av spenning i slakkarmeringen:

$$\alpha_{s, kar} = 1.29$$

$$d_{px.s} := d_{slakk.støtte.ok} - d_{spenn.støtte.ok} = 75 \text{ mm}$$

Trykksonehøyde:

$$x_{s, kar} := \alpha_{s, kar} \cdot d_{middel.støtte.ok} = 2042.07 \text{ mm}$$

Høyde til spennarmering inkl. $\Delta_{dev} = 2003 \text{ mm}$

$$h_{spenn} := 2003 \text{ mm}$$

Bøyestivhet til tverrsnitt over støtteaksen:

Siden trykksonen ligger i flens, vil betongens bidrag bli følgende:

Andre arealmoment:

$$I_{flens.s} := \left(b_w \cdot \frac{(\alpha_{s, kar} \cdot d_{middel.støtte.ok})^3}{12} \right) + b_w \cdot (\alpha_{s, kar} \cdot d_{middel.støtte.ok}) \cdot \left(\frac{\alpha_{s, kar} \cdot d_{middel.støtte.ok}}{2} \right)^2$$

$$I_{flens.s} = 1.277 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4$$

Betongbidrag:

$$I_{c.s, kar} := I_{flens.s} = 1.277 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4$$

Slakkarmering:

$$I_{s.s, kar} := A_{slakk.tot.s} \cdot (h_{støtte} - \alpha_{s, kar} \cdot d_{middel.støtte.ok})^2$$

$$I_{s.s, kar} = 1.013 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

Spennarmering:

$$I_{p.s, kar} := A_{p.tot.s} \cdot (h_{støtte} - \alpha_{s, kar} \cdot d_{middel.støtte.ok} - d_{px.s})^2$$

$$I_{p.s, kar} = 1.658 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

Bøyestivheten til tverrsnittet blir da:

$$EI_{s, kar} := E_c \cdot I_{c.s, kar} + E_s \cdot I_{s.s, kar} + E_p \cdot I_{p.s, kar}$$

$$EI_{s, kar} = 4.599 \cdot 10^{17} \text{ Nmm}^2$$

Opptredende armeringsspenning:

$$\sigma_{s,s} := E_s \cdot \frac{(M_{støtte.kar} \cdot (1 - \alpha_{s.kar}) \cdot d_{middel.støtte.ok})}{EI_{s.kar}}$$

$$\sigma_{s,s} = -2.47 \quad MPa$$

Kontroll av tillatt spenning i slakkarmeringen:

$$\sigma_{s.tillatt} := 0.8 \cdot f_{yk} = 400 \quad MPa$$

$$K_{s.støtte.kar} := \text{if}(\sigma_{s,s} \leq \sigma_{s.tillatt}, \text{“OK”}, \text{“IKKE OK”})$$

$$K_{s.støtte.kar} = \text{“OK”}$$

Kontroll Trykkavlastning:

$$K_{trykk.støtte.kar} := \text{if}(h_{spenn} < x_{s.kar}, \text{“OK”}, \text{“IKKE OK”})$$

$$K_{trykk.støtte.kar} = \text{“OK”}$$

Oppsummering:

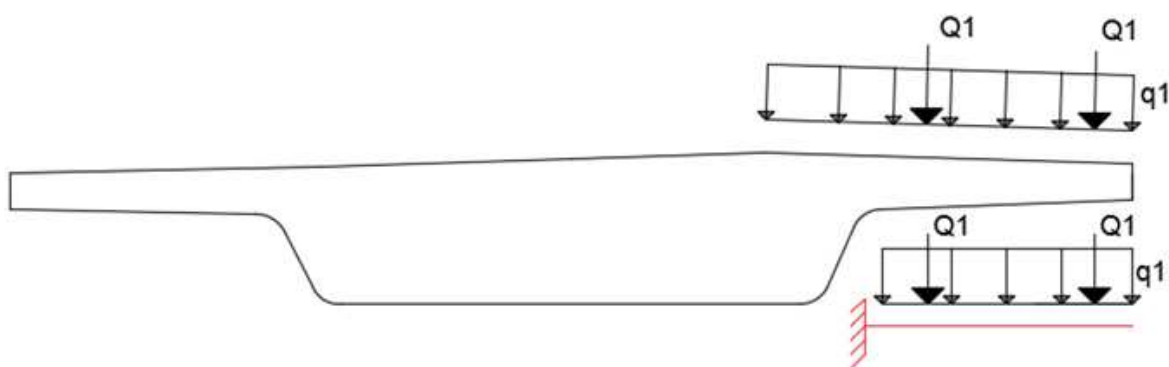
Alle spenningskravene er tilfredsstilt i Stadium II.

Kravar til trykkavlastning også tilfredsstillt for alle lastkombinasjoner da kontrollert lastkombinasjon karakteristisk er dimensjonernde for trykkavlastning.

Tverrarmering

Utfører kontroll i bruksgrensetilstand for tverrarmering i flensene. I flensene er det ingen spennarmering, det ligger en slakkarmering med senteravstand på 150mm, og en diameter på 25mm. I denne kontrollen tas bare slakkarmeringen i overkant av tverrsnittet med.

Det statiske systemet for flensene:



$$b_{tverr} := 1000 \text{ mm}$$

$$\eta_{tverr} := \frac{E_s}{E_{cm}} = 14.761$$

$$h_f := \frac{320 + 450}{2} = 385 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{tverr} := 25 \text{ mm}$$

$$d_{tverr} := h_f - c_{nom.slakk.ok} = 310 \text{ mm}$$

$$\frac{\varnothing_{tverr}}{2} = 12.5 \text{ mm}$$

$$S_{slakk.tverr} := 150 \text{ mm}$$

Antar uopprikket tverrsnitt, får da følgende trykksonehøyde:

$$ad_{tverr} := \frac{\left((b_{tverr}) \cdot \left(\frac{h_f}{2} \right) + \eta_{tverr} \cdot \left(\frac{\varnothing_{tverr}}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot \frac{b_{tverr}}{S_{slakk.tverr}} \right) \cdot d_{tverr}}{\left((b_{tverr} \cdot h_f) + \eta_{tverr} \cdot \left(\frac{\varnothing_{tverr}}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot \frac{b_{tverr}}{S_{slakk.tverr}} \right)} = 172.28 \text{ mm}$$

Betongbidrag:

$$I_{c.tverr} := \frac{(b_{tverr} \cdot h_f^3)}{12} + \left(b_{tverr} \cdot h_f \cdot \left(\alpha d_{tverr} - \frac{h_f}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_{c.tverr} = 4.913 \cdot 10^9$$

Slakkarmeringens bidrag:

$$I_{s.tverr} := \left(\left(\frac{\varnothing_{tverr}}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot \frac{b_{tverr}}{S_{slakk.tverr}} \right) \cdot (d_{tverr} - \alpha d_{tverr})^2$$

$$I_{s.tverr} = 62.069 \cdot 10^6$$

Bøyestivhet, uopprisset tverrsnitt:

$$EI_{tverr} := E_c \cdot I_{c.tverr} + E_s \cdot I_{s.tverr}$$

$$EI_{tverr} = 189.281 \cdot 10^{12}$$

Rissmoment:

$$M_{cr} := \left(\frac{(I_{c.tverr} + \eta_{tverr} \cdot I_{s.tverr})}{(h_f - \alpha d_{tverr})} \right) \cdot f_{ctm} \cdot 10^{-6}$$

$$M_{cr} = 104.131 \quad kNm$$

Laster:

Lastmodell 1 gir: Jevnt fordelt trafikklast: $q_1 := 5.4 \frac{kN}{m^2}$

Punktlast fra trafikk: $Q_1 := 150 \quad kN$ (per punktlast)

Lastmodell 2 gir: Punktlast fra trafikk: $Q_2 := 200 \quad kN$

Egenvekt betong: $\rho_c := 25 \frac{kN}{m^3}$ $b_f := 10100 \quad mm$

Lengde utkrager:
$$l_{tverr} := \frac{(b_f - b_w)}{2} \cdot 10^{-3} = 2.8 \text{ m}$$

$$b_{tverr} := 1.0 \text{ m}$$

Høyde flens:
$$h_f := 0.385 \text{ m}$$

Lastfaktor for lasrkombinasjonene: $\gamma_{g.kar} := 1.0$ $\gamma_{tr.kar} := 1.0$
 Karakteristisk:

Tilnærmet permanent: $\gamma_{g.perm} := 1.0$ $\gamma_{tr.perm} := 0.5$

Opptredende moment:

Faktor fra influensfelt:
$$\mu_{middel.1} := 10$$

$$\mu_{middel.2} := 10.5$$

Lastmodell 1 gir:

Punktlast trafikk:
$$M_{Q1} := \left(\frac{Q_1 \cdot 2}{8 \cdot \pi} \right) \cdot \mu_{middel.1} \cdot \gamma_{tr.kar} \cdot 1 = 119.37$$

Jevnt fordelt trafikklast:
$$M_{q1} := q_1 \cdot b_{tverr} \cdot l_{tverr} \cdot \frac{l_{tverr}}{2} = 21.168 \text{ kNm}$$

$$M_{Q1} := M_{Q1} + M_{q1} = 140.534 \text{ kNm}$$

Lastmodell 2 gir:

Punktlast trafikk:
$$M_{Q2} := \left(\frac{Q_2}{8 \cdot \pi} \right) \cdot \mu_{middel.2} \cdot \gamma_{tr.kar} \cdot 1 = 83.56 \text{ kNm}$$

Ser at LM1 blir dimensjonerende, og derfor benyttes denne ved videre beregning.

Egenvekt:
$$M_g := \rho_c \cdot h_f \cdot b_{tverr} \cdot l_{tverr} \cdot \frac{l_{tverr}}{2} = 37.73 \text{ kNm}$$

Karakteristisk lastkombinasjon:

Totalt moment blir:
$$M_{Ed.tverr.kar} := M_{Q1} \cdot \gamma_{tr.kar} + M_g \cdot \gamma_{g.kar} = 178.3 \text{ kNm}$$

$$K_{MEd.tverr.kar} := \text{if} (M_{Ed.tverr.kar} \leq M_{cr}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"})$$

$$K_{MEd.tverr.kar} = \text{"IKKE OK"}$$

Siden $M_{cr} < M_{Ed.tverr.kar}$ vil tverrsnittet risse opp i denne lastkombinasjonen.

Tilnærmet permanent lastkombinasjon:

Totalt moment blir:

$$M_{Ed.tverr.perm} := M_{Q2} \cdot \gamma_{tr.kar} + M_g \cdot \gamma_{g.kar} = 121.29 \text{ kNm}$$

$$K_{MEd.tverr.perm} := \text{if} (M_{Ed.tverr.perm} \leq M_{cr}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"})$$

$$K_{MEd.tverr.perm} = \text{"IKKE OK"}$$

Siden $M_{cr} < M_{Ed.tverr.perm}$ vil tverrsnittet risse opp i denne lastkombinasjonen.

Må legge inn ekstra armering for å ta opp opptredende riss-torsjon moment.

Spenningsbegrensning, Stadium II

$$\eta_{tverr} = 14.761 \quad \phi_{tverr} := 25 \text{ mm} \quad b_{tverr} := 1000 \text{ mm} \quad h_f := 385 \text{ mm}$$

$$A_{s,tverr} := \left(\frac{\phi_{tverr}}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot \frac{b_{tverr}}{150} = 3272.492 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{tverr} := \frac{A_{s,tverr}}{b_{tverr} \cdot h_f} = 0.0085$$

Relativ trykksonehøyde:

$$\alpha_{tverr} := \sqrt{\left((\eta_{tverr} \cdot \rho_{tverr})^2 + 2 \cdot \eta_{tverr} \cdot \rho_{tverr} \right)} - \eta_{tverr} \cdot \rho_{tverr}$$

$$\alpha_{tverr} = 0.391$$

Arealtreghetsmoment:

$$I_{c,2} := 0.5 \cdot \alpha_{tverr}^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha_{tverr}}{3} \right) \cdot b_{tverr} \cdot d_{tverr}^3$$

$$I_{c,2} = 1.98 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Bøyestivhet:

$$EI_2 := E_c \cdot I_{c,2} = 7.128 \cdot 10^{13} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Karakteristisk LastkombinasjonBeregning av spenning i slakkarmeringen:

Armeringsspenning:

$$\sigma_{s,tverr} := \frac{(E_s \cdot M_{Ed,tverr, kar} \cdot (1 - \alpha_{tverr}) \cdot d_{tverr})}{EI_2} \cdot 10^6$$

$$\sigma_{s,tverr} = 94.443 \text{ MPa}$$

Tillatt armeringsspenning: $\sigma_{s.tillatt} := 400 \text{ MPa}$

Kontroll av tillatt spenning i slakkarmering:

$$K_{slakk.tverr} := \text{if}(\sigma_{s.tverr} < \sigma_{s.tillatt}, \text{"OK!"}, \text{"IKKE OK!"})$$

$$K_{slakk.tverr} = \text{"OK!"}$$

Beregning av spenning i betongen:

$$\varepsilon_{s.tverr} := \frac{\sigma_{s.tverr}}{E_s} = 4.722 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{c.tverr} := \frac{(\varepsilon_{s.tverr} \cdot \alpha_{tverr} \cdot d_{tverr})}{h_f - (\alpha \cdot d_{tverr})} = 2.193 \cdot 10^{-4}$$

$$\sigma_{c.tverr} := \varepsilon_{c.tverr} \cdot E_c = 7.894 \text{ MPa}$$

Krav for trykkspenning: $\sigma_{c.tillatt} := 27 \text{ MPa}$

Kontroll av tillatt spenning i betongen:

$$K_{betong.tverr} := \text{if}(\sigma_{c.tverr} < \sigma_{c.tillatt}, \text{"OK!"}, \text{"IKKE OK!"})$$

$$K_{betong.tverr} = \text{"OK!"}$$

Oppsummering:

Kravene for spenningsbegrensning er tilfredsstillt i Stadium II for lastkombinasjonen karakteristisk, kan da konkludere med at spenningsbegrensningen er tilfredsstillt i lastkombinasjonen tilnærmet permanent også.



Statens vegvesen

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

Prosjekt: Fv. 659 Nordøyvegen

Parsell: Skjeltene-Lepsøya

15-3063 Nordøyvegen Bru 3

K3-00

Rev/dato: 01.08.2015

Tegn. nr.	Element	Tittel	Tegninger		Bøye- og materialister (B/M)		Sendes ut nå		Merknader
			Rev.	Rev. dato	B/M-ident.	Rev.	Rev. dato	Tegn.	
K3-00		Tegningsliste 15-3063 Nordøyvegen Bru 3						x	
		K-TEGNINGER							
K3-01		Oversikt						x	
K3-02		Utbyggingsmetode overbygning						x	
K3-05		Inspeksjons-, drifts- og vedlikeholdsplan						x	
K3-11		Peler akse 1						x	
K3-12		Peler akse 2						x	
K3-13		Peler akse 3						x	
K3-14		Peler akse 4						x	
K3-15		Peler akse 5						x	
K3-16		Peler akse 6						x	
K3-17		Peler akse 7						x	
K3-18		Peler akse 8						x	
K3-19		Peler, detaljer						x	
K3-20		Prefabriert ring i sjø							
K3-21		Fundament i sjø						x	
K3-25		Fyllingsplan akse 1						x	
K3-26		Landkar akse 1 1/2						x	
K3-27		Landkar akse 1 2/2						x	
K3-32		Pilar akse 2						x	
K3-33		Pilar akse 3						x	
K3-34		Pilar akse 4						x	
K3-35		Pilar akse 5						x	
K3-36		Pilar akse 6						x	
K3-37		Pilar akse 7						x	
K3-40		Fyllingsplan akse 8						x	
K3-41		Friksjonsplate akse 8						x	
K3-45		Tverrsnitt bruplate						x	
K3-50		Bruplate akse 1-2, form						x	
K3-51		Bruplate akse 2-3, form						x	
K3-52		Bruplate akse 3-4, form						x	
K3-53		Bruplate akse 4-5, form						x	
K3-54		Bruplate akse 5-6, form						x	
K3-55		Bruplate akse 6-7, form						x	
K3-56		Bruplate akse 7-8, form						x	
K3-57		Tverrbærer/vinger akse 8, form						x	
K3-60		Bruplate akse 1-2, spennarmering.						x	
K3-61		Bruplate akse 2-3, spennarmering.						x	
K3-62		Bruplate akse 3-4, spennarmering.						x	



Statens vegvesen

*Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015*

Prosjekt: Fv. 659 Nordøyvegen

Parsell: Skjeltene-Lepsøya

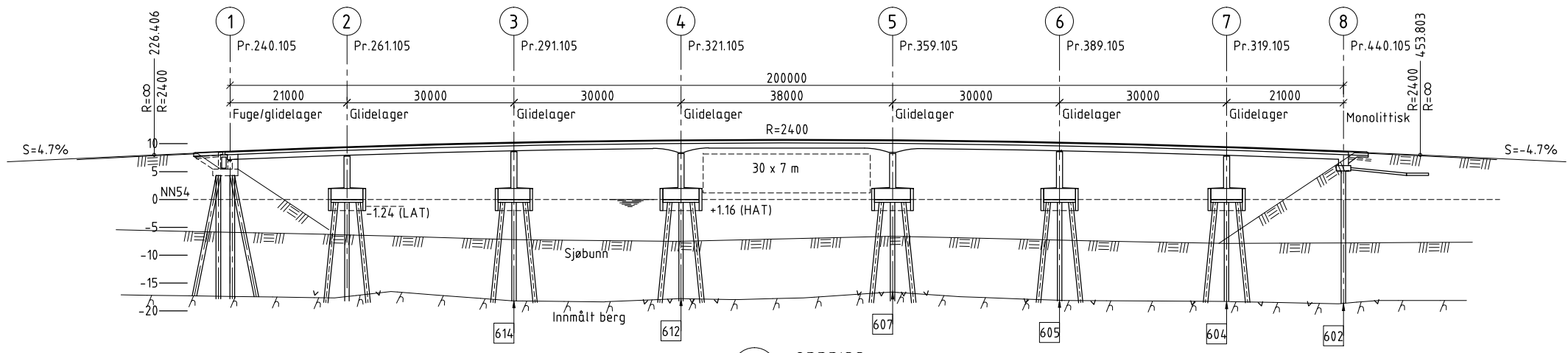
15-3063 Nordøyvegen Bru 3

K3-00

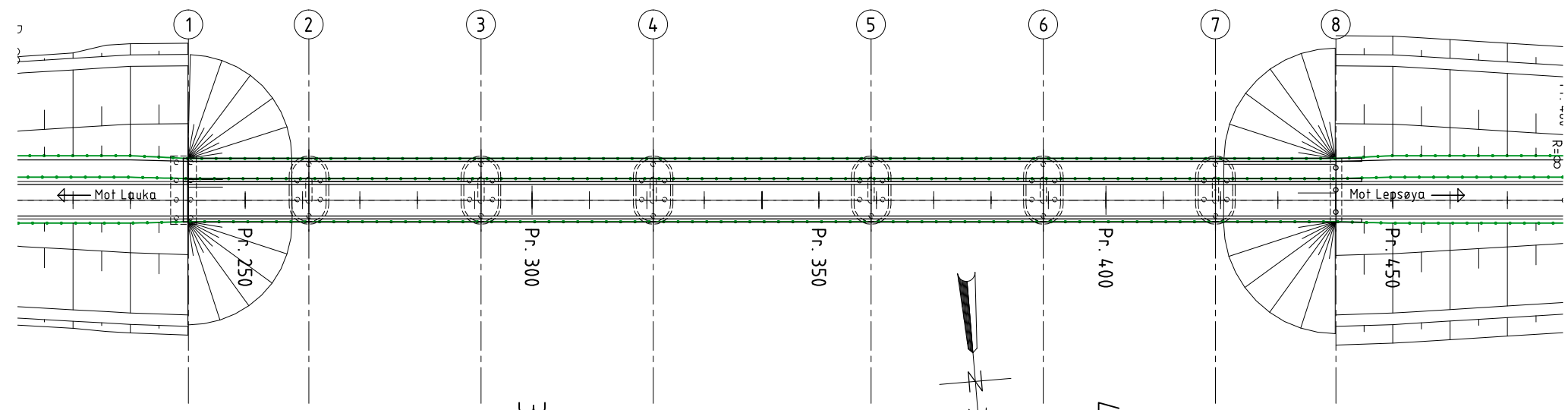
Rev/dato: 01.08.2015

Tegn. nr.	Element	Tittel	Tegninger		Bøye- og materialister (B/M)		Sendes ut nå		Merknader
			Rev.	Rev. dato	B/M-ident.	Rev.	Rev. dato	Tegn.	
K3-63		Bruplate akse 4-5, spennarmering.						x	
K3-64		Bruplate akse 5-6, spennarmering.						x	
K3-65		Bruplate akse 6-7, spennarmering.						x	
K3-66		Bruplate akse 7-8, spennarmering.						x	
K3-70		Rekkverk. Plan og snitt						x	
K3-71		Rekkverk. Oppriss og snitt						x	
K3-72		Rekkverk. Plassering av rekkverksstolper						x	
K3-73		Fuge i akse 1							
K3-74		Avrenning under fuge i akse 1						x	
K3-75		Lagre og fuger						x	
K3-76		Belegning							
K3-77		Sluk/avløp						x	
K3-78		Nivelleringsbolter						x	
K3-79		Seilingslys og flomlys							
K3-80		Landkar akse 1 - 1/3, armering							
K3-81		Landkar akse 1 - 2/3, armering							
K3-82		Landkar akse 1 - 3/3, armering							
K3-83		Prefabriert ring i sjø, armering							
K3-84		Fundament i sjø, armering							
K3-87		Pilar, armering						x	
K3-88		Pilar, detaljer, armering						x	
K3-90		Bruplate akse 1-2, armering.							
K3-91		Bruplate akse 2-3, armering.							
K3-92		Bruplate akse 3-4, armering.							
K3-93		Bruplate akse 4-5, armering.							
K3-94		Bruplate akse 5-6, armering.							
K3-95		Bruplate akse 6-7, armering.							
K3-96		Bruplate akse 7-8, armering.							
K3-97		Tverrbærer/vinger akse 8, armering							
K3-98		Tverrsnitt bruplate, armering.						x	

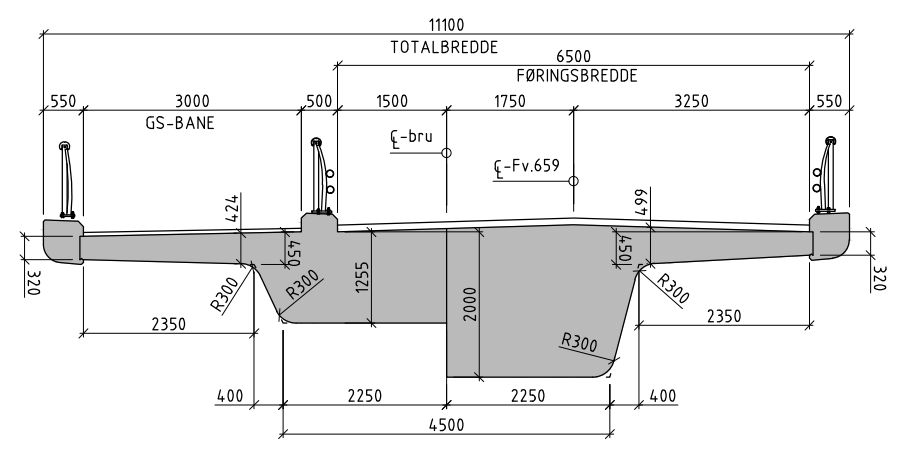
PROFILNUMMER	220	230	240	250	260	270	280	290	300	310	320	330	340	350	360	370	380	390	400	410	420	430	440	450	460	470	480	
PROFILHØYDE	7.700	8.171	8.610	9.006	9.361	9.674	9.945	10.175	10.363	10.509	10.614	10.677	10.698	10.678	10.616	10.512	10.367	10.179	9.951	9.680	9.368	9.014	8.618	8.181	7.710	7.235	6.761	
VERTIKALKURVE	s=0.047		R=2400m																				s=-0.047					
HORISONTALKURVE	R = ∞																											



OPPRISS
1:500



PLAN
1:500



SNITT
1:500

MERKNADER:

Vegklasse H1, ÅDT < 1500, fartsgrense 80 km/t
Årstall for ferdigstillelse: (Påføres SB-tegninger)

DIMENSJONERINGSGRUNNLAG:
Håndbok N400 Bruprosjektering (2015)

KONTROLL OG UTFØRELSE:
Kontrollklasse Utvidet kontroll iht. NS-EN 1990.
Utførelsesklasse Klasse 3 iht. NS-EN 13760
Nøyaktighetsklasse Klasse A iht. R762, prosess 84.

KONSTRUKSJONSTYPE:
Spennarmert betongplatebru i 7 spenn.

BETONG/ARMERING:
Betongkvalitet: B45 SV-standard
Eksponeringsklasse: Landkar: XC2
Søyler/fundamenter: XS3
Bruplate UK: XS3
Bruplate DK: XD1

Herdeklasse: Klasse 4 iht. NS-EN 13760
Bestandighetsklasse: MF40
Luftinnhold: 5,0 ± 1,5%
Tilslagsstørrelse: D100=22mm
Slakkarmering: B500NC, NS3576-3
Spennarmering: Spennetau 0,62", fpk=1860MPa, fp0,1k=1640MPa

FUNDAMENTERING:
Alle akser: Rammede stålrørspeler til berg.

FUGER:
Fugekonstruksjon i akse 1

LAGER:
Ett ensidig og ett allsidig glidelager i hver akse 1-7.

DRENERING:
14 stykk enkle vannavløp.

REKKVERK:
Kjørebane: Ørsta bruekkverk type BR2 eller tilsvarende.
Gangbane ytterside: Ørsta bruekkverk type BR4 eller tilsvarende.
Styrkeklasse H2 iht. håndbok V161 Bruekkverk. Godkjent overgang mellom standard vegrekkverk og bruekkverk ved bruender.

BELEGNING:
Belegningsklasse A3-4 i henhold til håndbok R762 og N400.
Dimensjonerende belegningsvekt: 3,5 kN/m² (kjørebane) / 2,0 kN/m² (GS-veg)
Total belegningstykkelse: 92mm (kjørebane) / 52mm (GS-veg)


FORSKALING:
Alle synlige flater: Bordforskaling

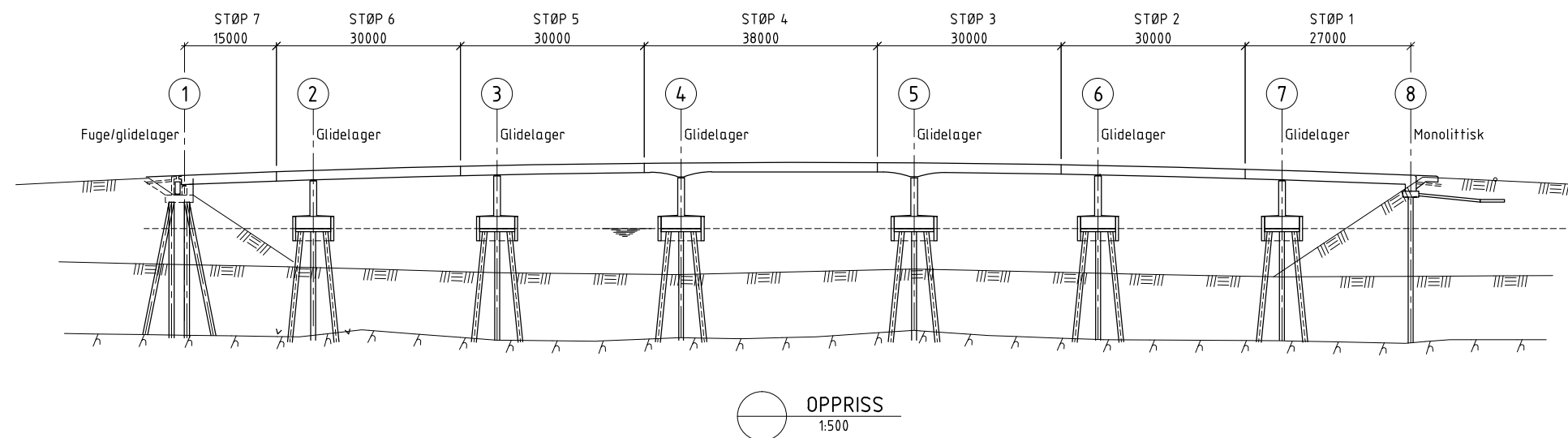
ULYKKEKLAST FUNDAMENT AKSE 4/5:
Støtkraft normalt på bruaksen: 2 MN
Støtkraft parallelt med bruaksen: 1 MN

HENVISNINGER:

Se tegningsliste K3-00.

**Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015**


Revisjon	Revisjonen gjelder	Utdr.	Kantr.	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Nærvø	
		Produsert for		Region midt	
		Produert av		Bru- og ferjekaisersjansen RM	
		Prosjektnummer		404622	
		PROF-nummer		15F08598_001	
		Arkivreferanse		2014.10794.1	
		Byggeværnummer		15-3063	
		Målestokk A1		som vist	
Tilbudstegning		Tegningsnummer / revisjonsbokstav		K3-01	
Utdr. av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv		
eriaun	iraurd	eriaun			

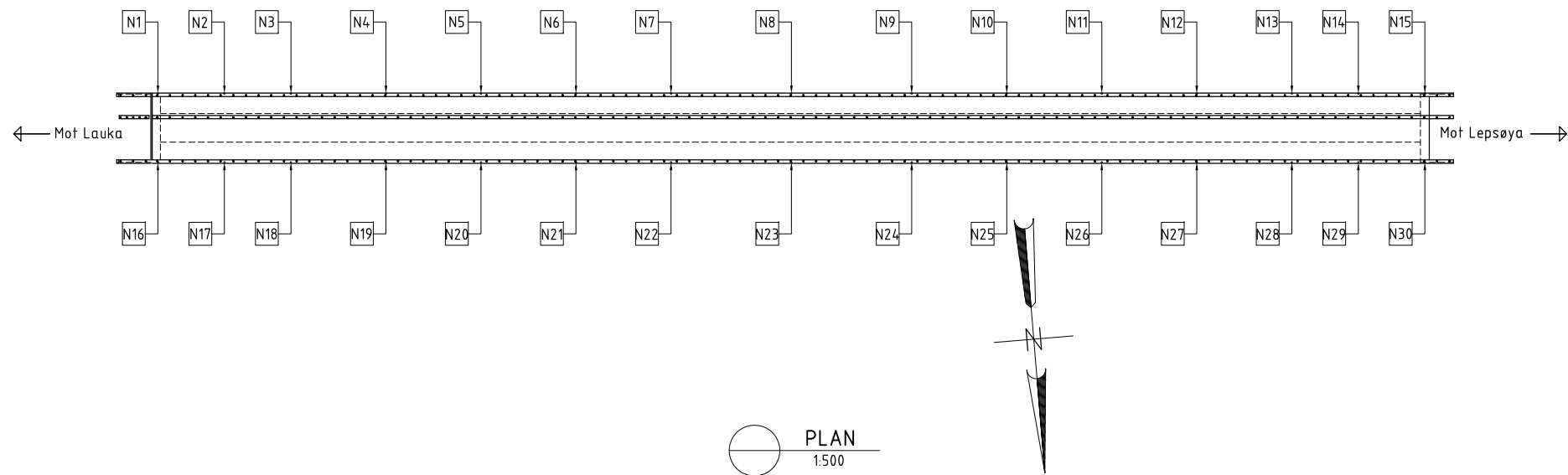


MERKNADER:

1. Overbygningen støpes i 7 etapper, med start i akse 8 fra Lepsøya.
2. Støp 1-6 har 6 meter utkrager forbi oppleggsaksen.
3. Alle støpeskjøter skal fortannes og limes med epoksy i overdekningssonen i overkant like før utstøping. Området skal støpes før epoksy er herdet. Tilsvarende gjelder i overkant utsparing ved gjestøping av utsparinger for spennarmeringsforankringer.
4. Det forutsettes bruk av frittstående stillas, enten overliggende eller underliggende. Stillas kan fundamenteres nære søylene på fundament i sjø (akse 2-7).
5. Fundamenter i sjø forutsettes støpt ført. Prefabrikkert betongforskaling heises inn over rammede peler og etablert bunnplate.

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utdr.	Kantr.	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Nørø	
		Prosjekt for		Region midt	
Fv. 659 HP7, 240		Prosjekt av		Bru- og ferjekasseksjonen RM	
15-3063 Nordøyvegen - Bru 3		Prosjektnummer		404622	
Utbyggingsrekkefølge		PROF-nummer		15F08598_001	
		Arkivreferanse		2014.10794.1	
		Byggeværksnummer		15-3063	
Tilbudstegning		Målestokk A1		som vist	
Utdr. av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer / revisjonsboksnavn	
eriaun	iraurd	eriaun		K3-02	



PROSEDYRE VED EVENTUELL UTSKIFTING/REPARASJON AV LAGRE:

Oversikt over valgte lagertyper og dimensjonerende lagerlast er oppgitt på tegning K3-75. For selve lagrenes oppbygning og virkemåte henvises det til produsent. Oppgitte jekklaster er tilnærmede verdier. Maksimum løftehøyde er 10 mm. Stenging av bru bør vurderes mens overbygningen er hevet pga. uheldige slag og variable belastninger på jekker.

Lagre og søyler kan stå i spenn pga. svinn/temperaturbevegelse i overbygning. Vær derfor oppmerksom på at plutselig glidning kan oppstå ifm. avlastning under jekking. To jekker plasseres ved hvert lager, en på hver side langs lageraksen, så nære lagrene som mulig. Se tegning K3-75 for plassering av jekkepunkter.

INSPEKSJON, DRIFT OG VEDLIKEHOLD

Som hovedregel utføres inspeksjon, drift og vedlikehold i henhold til en hver tids gjeldende rutiner i Statens vegvesen.

SPESIELLE FORHOLD VED BRU3

- Oppfølging av korrosjonsbeskyttelse av stål på brurekkverk, før utgangen av garantiperioden.
- **Årlig oppfølging av asfalt inn mot bru med hensyn på eventuell oppsprekking og sefninger.** Samtidig inspiseres eventuell erosjon ved bruender.
- Belegningsstykkelse får ikke økes uten videre. Kontakt SVV's Bruavdeling Region Midt. Ved fremtidig asfaltering kan deler av eksisterende slitelag fjernes før nytt legges. Det må ikke freses i membranen som ligger under bindlaget.
- Det ligger trekkerør/høyspentkabler i grunnen utenfor bruender. Eventuelle gravejobber, utskifting av rekkverk etc må ta hensyn til dette.
- Oppfølging av korrosjonsbeskyttelse på lagre i akse 1, 2, 3, 4, 5, 6 og 7 før utgangen av garantiperioden.
- Årlig oppfølging og rengjøring av avløp i brubanen.

INNMÅLING OG NIVELLERING

Venstre kantdrager (sørside) Dato:																
	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N10	N11	N12	N13	N14	N15	Målenøyaktighet
Profil	240.105	250.605	261.105	276.105	291.105	306.105	321.105	340.105	359.105	374.105	389.105	404.105	419.105	429.605	440.105	
Merknad	Akse 1		Akse 2		Akse 3		Akse 4		Akse 5		Akse 6		Akse 7		Akse 8	
X																
Y																
Høyde																

Nivellering venstre kantdrager																Målenøyaktighet	Dato:
Høyde																	
Høyde																	
Høyde																	
Høyde																	
Høyde																	
Høyde																	

Høyre kantdrager (nordside) Dato:																
	N16	N17	N18	N19	N20	N21	N22	N23	N24	N25	N26	N27	N28	N29	N30	Målenøyaktighet
Profil	240.105	250.605	261.105	276.105	291.105	306.105	321.105	340.105	359.105	374.105	389.105	404.105	419.105	429.605	440.105	
Merknad	Akse 1		Akse 2		Akse 3		Akse 4		Akse 5		Akse 6		Akse 7		Akse 8	
X																
Y																
Høyde																

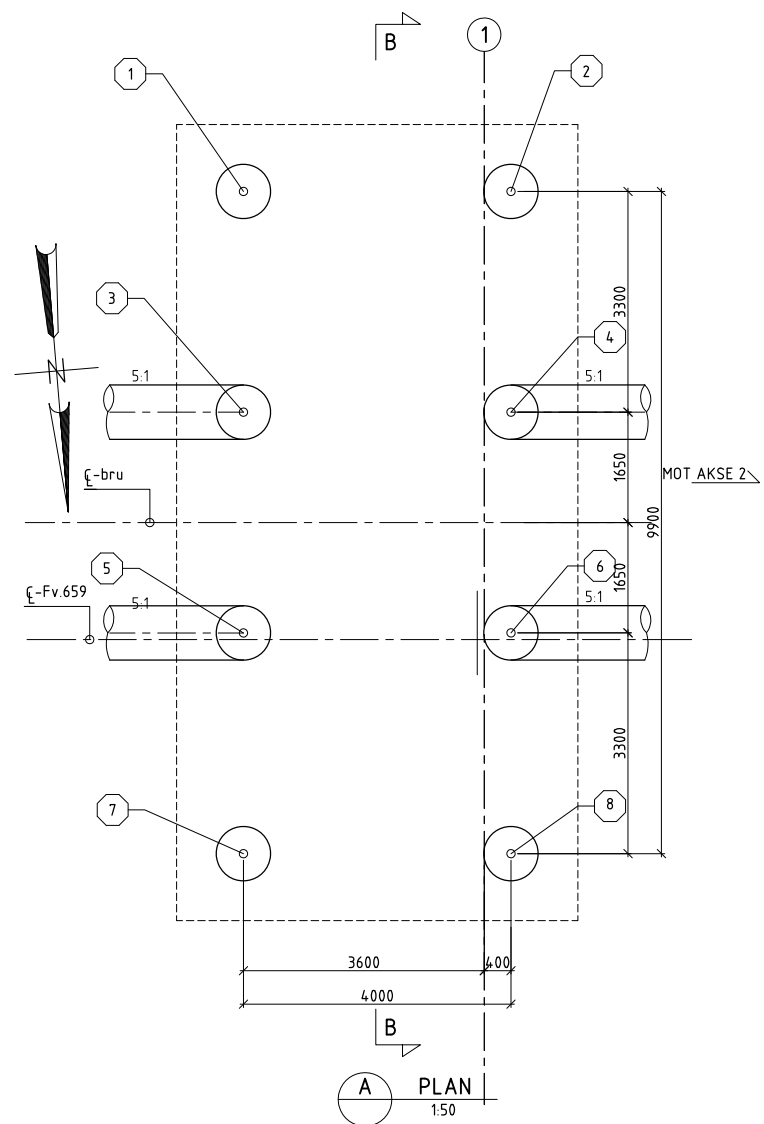
Nivellering høyre kantdrager																Målenøyaktighet	Dato:
Høyde																	
Høyde																	
Høyde																	
Høyde																	
Høyde																	
Høyde																	

Det skal foretas innmåling av nivelleringsbolter ved ferdigstilling av konstruksjon (x, y og høyde). Dette utføres før overtagelse av bru, etter at asfalt og rekkverk er montert. Verdiene sendes oppdragsgiver for inntegning i denne tabellen. Det må entydig opplyses om hvilke fastpunkter som er benyttet og sørges for at det kun brukes fastpunkter som også vil være tilgjengelig ved eventuelle fremtidige innmålinger. Krav til målenøyaktighet er i utgangspunktet +/- 2mm. Utført målenøyaktighet føres i tabellens siste kolonne. Koordinatsystem er EUREF UTM sone 32. Videre skal det gjøres en kontrollmåling i god tid før garantitiden utløper (kun høyde). Behovet for videre fremtidige innmålinger avklares på bakgrunn av dette.

- HENVISNINGER**
- Tegning K3-01: Oversikt
 - Tegning K3-50: Form bruplate akse 1-2
 - Tegning K3-51: Form bruplate akse 2-3
 - Tegning K3-52: Form bruplate akse 3-4
 - Tegning K3-53: Form bruplate akse 4-5
 - Tegning K3-54: Form bruplate akse 5-6
 - Tegning K3-55: Form bruplate akse 6-7
 - Tegning K3-56: Form bruplate akse 7-8
 - Tegning K3-70: Rekkverk. Plan og snitt
 - Tegning K3-71: Rekkverk. Oppriss og snitt
 - Tegning K3-72: Rekkverk. Plassering av rekkverksstolper
 - Tegning K3-75: Lagre og fuger
 - Tegning K3-76: Belegning

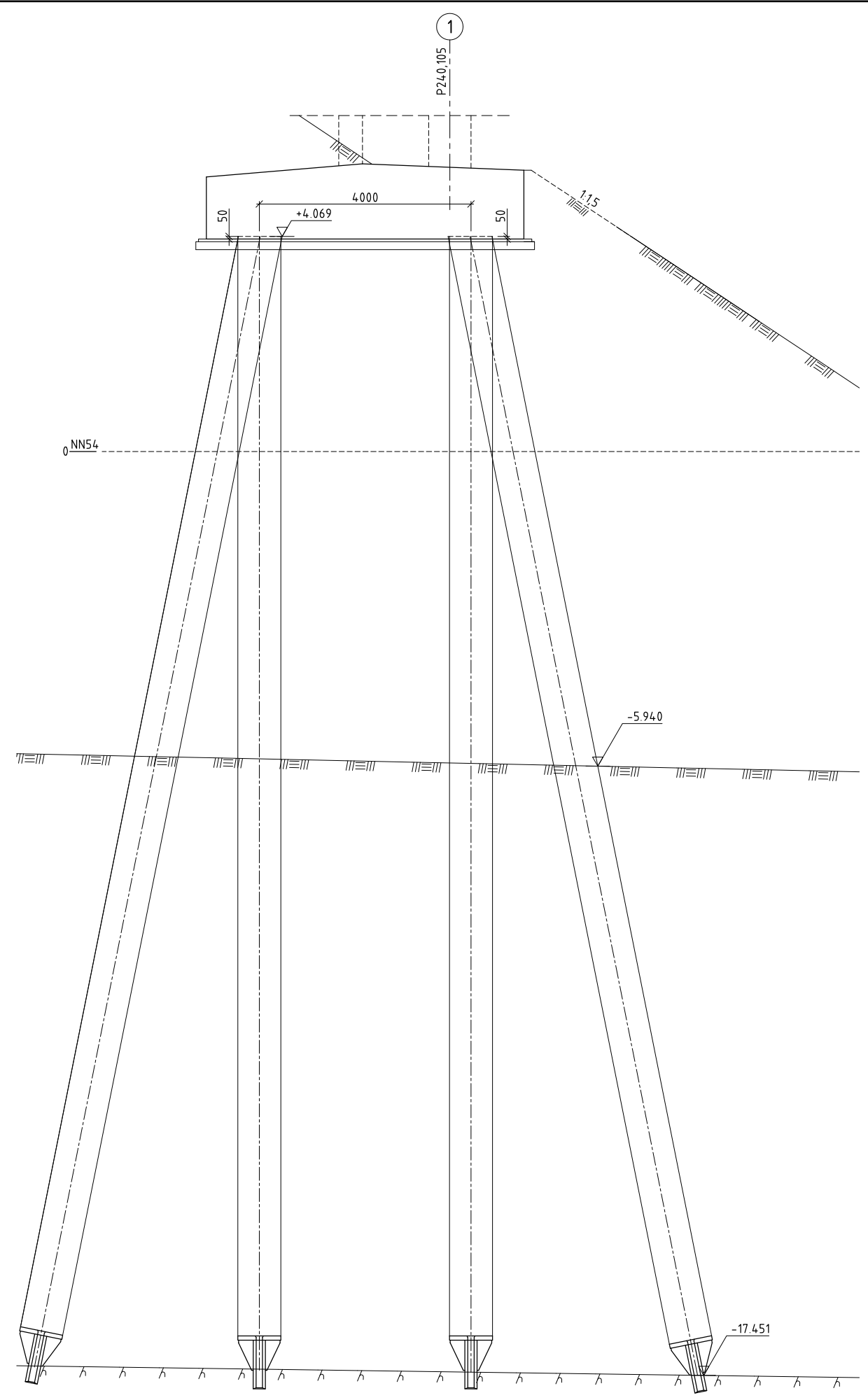
Til teknisk delgodkjenning 01.08.2015

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utb. nr.	Kontr.	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato	01.08.2015		
		Bestiller	Marianne Næra		
		Produsert for	Region midt		
Fv. 659 HP?, 240 15-3063 Nordøyvegen - Bru 3 Inspeksjons-, drifts- og vedlikeholdsplan		Produsert av	Bru- og ferjekasseksjonen RM		
		Prosjektnummer	404622		
		PROF-nummer	15F06598_001		
		Arkivreferanse	2014.10794.1		
		Byggeværksnummer	15-3063		
Tilbudstegning		Målestokk A1	som vist		
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer / revisjonsboksnavn	
iraurd	erianu	erianu		K3-05	



COORDINTAER I SENTER PEL

PUNKT	COORDINATES		KOTEHØYDE TOPP PEL
	X	Y	
1	1512490.355	86194.375	+4.069
2	1512490.687	86190.389	+4.069
3	1512493.643	86194.649	+4.069
4	1512493.976	86190.663	+4.069
5	1512496.932	86194.923	+4.069
6	1512497.264	86190.937	+4.069
7	1512500.220	86195.197	+4.069
8	1512500.552	86191.211	+4.069



B OPPRISS
1:50

BEMERKNINGER :

BETONG/ARMERING
 Betongkvalitet: B45 SV -standard
 Eksponeringsklasse: XC2, XS3
 Herdeklasse: Klasse 4 iht. NS-EN 13670
 Bestandighetsklasse: MF40
 Luftinnhold: 5,0% ± 15%
 Tilsagstørrelse: D100=22 mm
 Armering: B500NC, NS3576-3


Stålkvalitet:
 Pelerør: S355J2H iht. NS-EN 10219 og NS-EN 10204.
 Pelespiss: S355J2 iht. NS-EN 10025-2 og NS-EN 10204

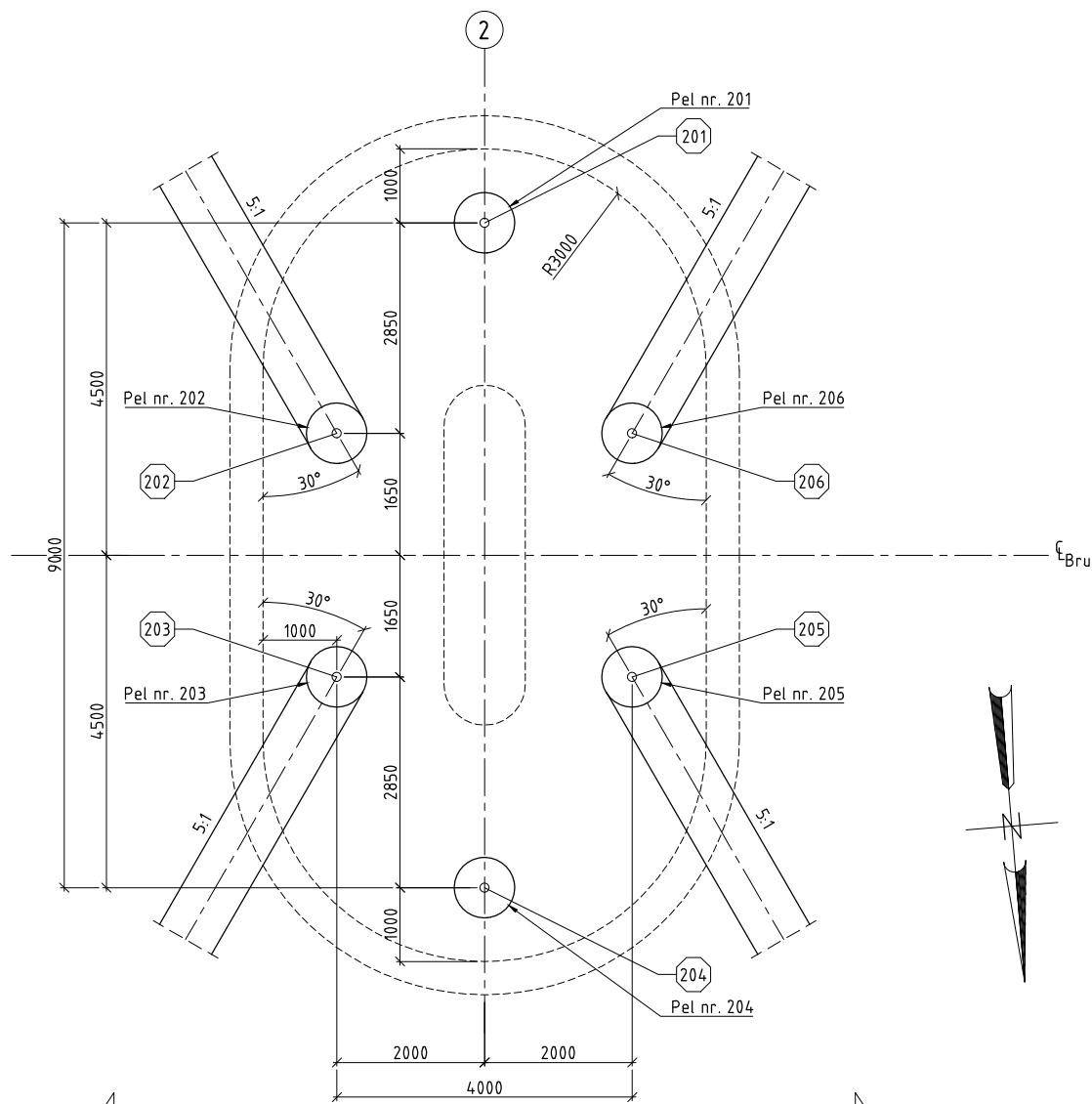
Toleranser
 Maksimalt tillatt loddavvik er 2,5 % for vertikale peler og 4,0 % for skråpeler. Kote topp skal ikke avvike mer enn 50 mm fra prosjektert kote.
 Maksimal tillatt avvik fra prosjektert plassering i horisontalplanet er 100 mm. Største tillatte vinkelendring i peleskjøt er 1:250 målt langs pelens lengdeakse.
 Minimal krumningsradius er 600 m. Maksimal ovalitet er 2%.

1. Stålrørspeler: ø813x16
2. Bergspiss støpes ut med ekspanderende mørtel(lukkes) før ramming. Se tegning K3-19.

HENVISNINGER
 Tegning K3-19: Peler, detaljer
 Tegning K3-xx: Peler akse 1, armering
 Tegning K3-26: Landkar akse 1 - 1/2

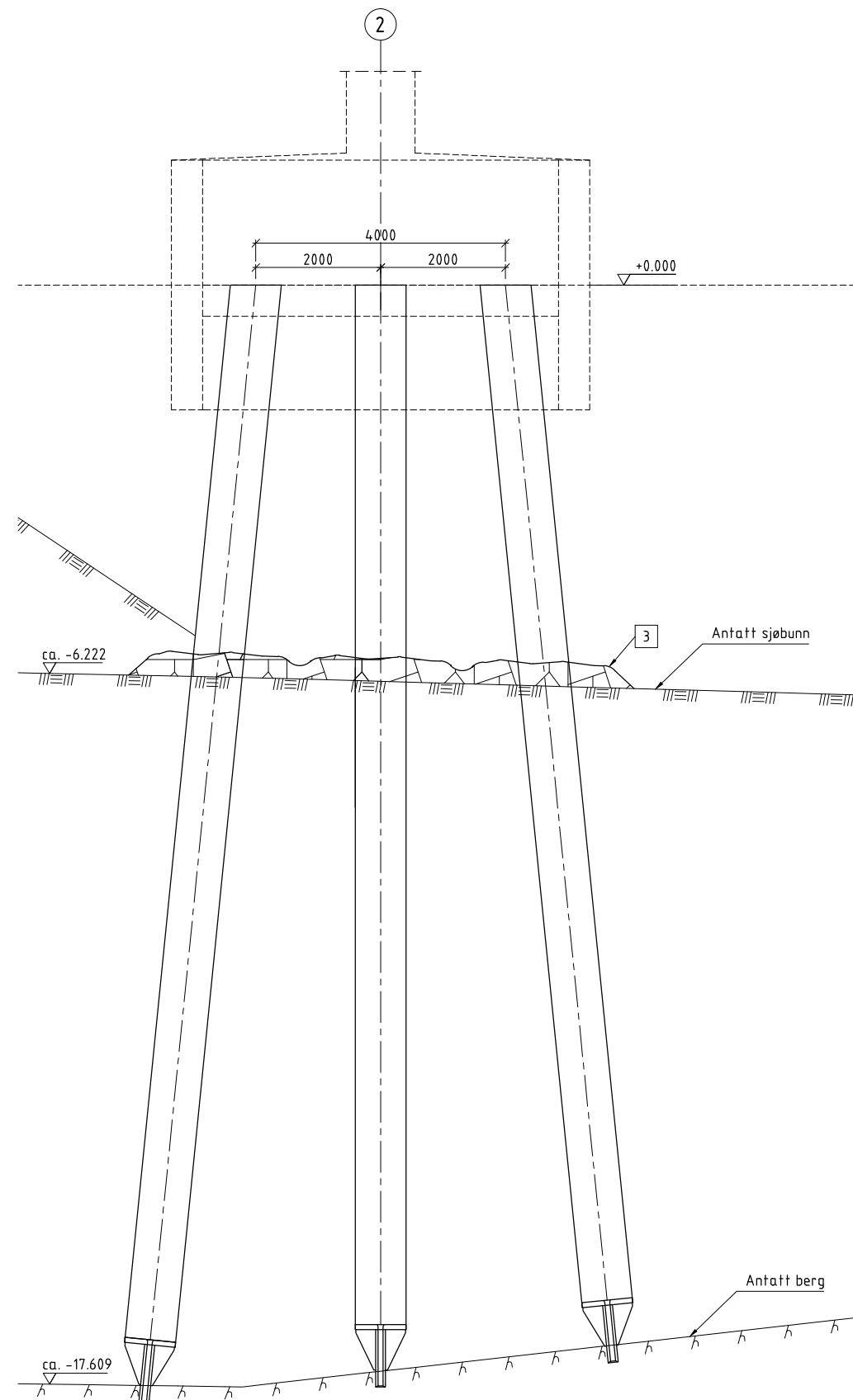
Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb.	Kontr.	Godkjent	Rev. dato
 Statens vegvesen Fv. 659 HP/ 240		Tegningsdato: 01.08.2015 Bestiller: Marianne Nørre Produsert for: Region midt		Produsert av: Bru- og ferjekasseksjonen RM Prosjektnummer: 404622 PROF-nummer: 15F0659B_001 Arkivreferanse: 2014.10794.1 Byggeværksnummer: 15-3063 Målestokk A1: som vist	
15-3063 Nordøyvegen - Bru 3 Peler akse 1		Tilbudstegning		Tegningsnummer / revisjonsbokstav: K3-11	
Utarbeidet av: igorpr	Kontrollert av: eriaun	Godkjent av: eriaun	Konsulentarkiv		



PLAN
1:50

PUNKT	COORDINATES		
	X	Y	Z
201	1512492.846	86169.897	+0
202	1512495.520	86172.127	+0
203	1512498.808	86172.401	+0
204	1512501.815	86170.645	+0
205	1512499.140	86168.415	+0
206	1512495.852	86168.141	+0



A OPPRISS
1:50

MERKNADER

Stålkvalitet:
Pelerør: S355J2H iht. NS-EN 10219 og NS-EN 10204.
Pelespiss: S355J2 iht. NS-EN 10025-2 og NS-EN 10204

Betong:
Betongkvalitet: B45 SV-Standard
Nøyaktighetsklasse: B, iht. Prosesskode R762 tabell 84-2.
Utførelsesklasse: 3, iht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010

Armering:
Slakkarmering B500NC, NS3576-3

Toleranser
Maksimalt tillatt loddavvik er 2,5 % for vertikale peler og 4,0 % for skråpeler. Kote topp skal ikke avvike mer enn 50 mm fra prosjektert kote. Maksimalt tillatt avvik fra prosjektert plassering i horisontplanet er 100 mm. Største tillatte vinkelendring i peleskjøt er 1:250 målt langs pelens lengdeakse. Min. krumningsradius 600 m. Maksimal ovalitet er 2 %.

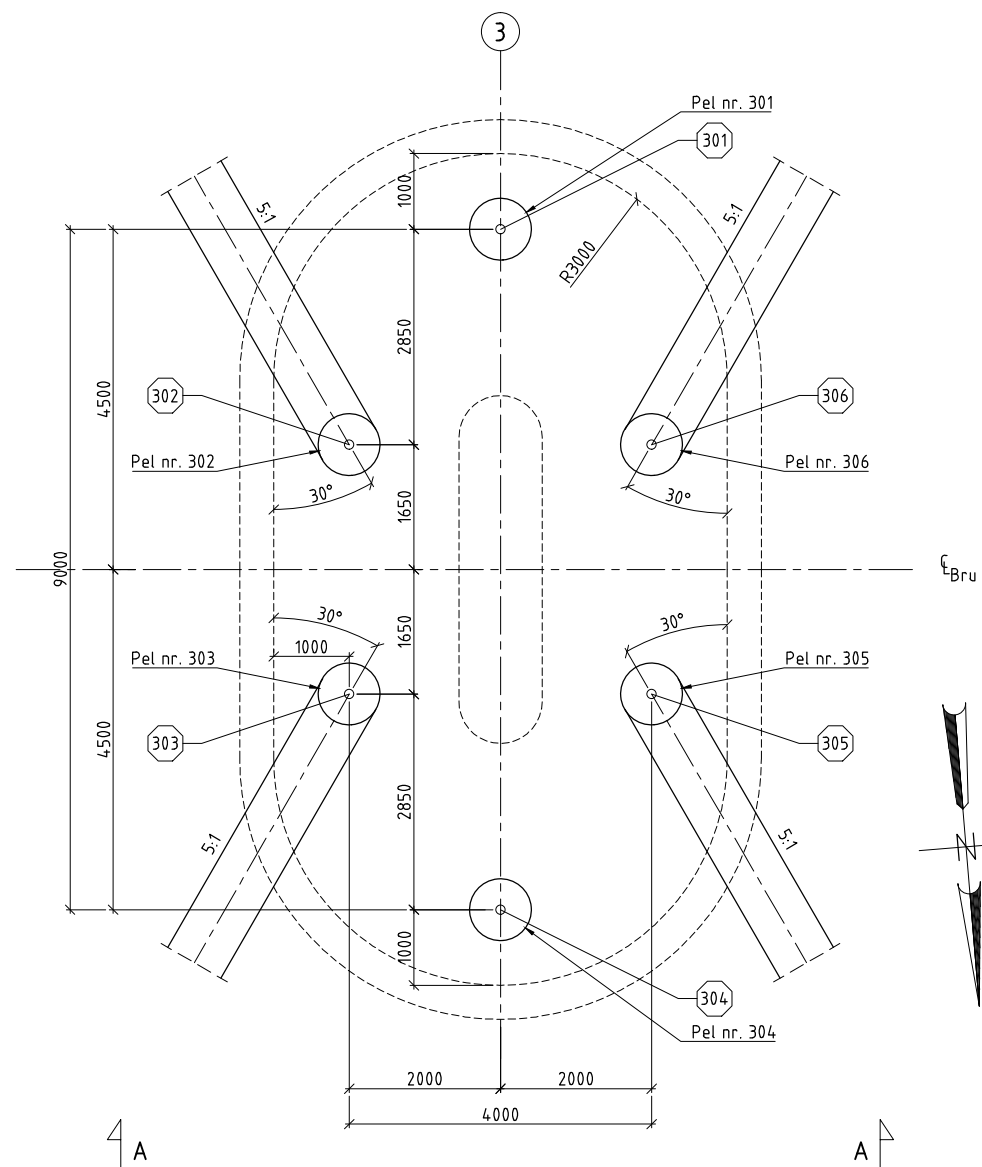
1. Stålrørspeler: ø813x16 med ekspanderende mørtel
2. Bergspiss støpes ut (lukkes) før ramming. Se tegning K3-19.
3. Erosjonssikring rundt peler, sprengstein med steinstørrelse D = 0,2m - 0,5 m. Erosjonssikring fylles i en avstand 2xbredde pilar i alle retninger rundt pilar, og en tykkelse på 0,75-1 meter.

HENVISNINGER

- Tegning K3-01: Oversikt
Tegning K3-19: Peler, detaljer
Tegning K3-20: Prefabrikeret ring i sjø
Tegning K3-21: Fundament i sjø

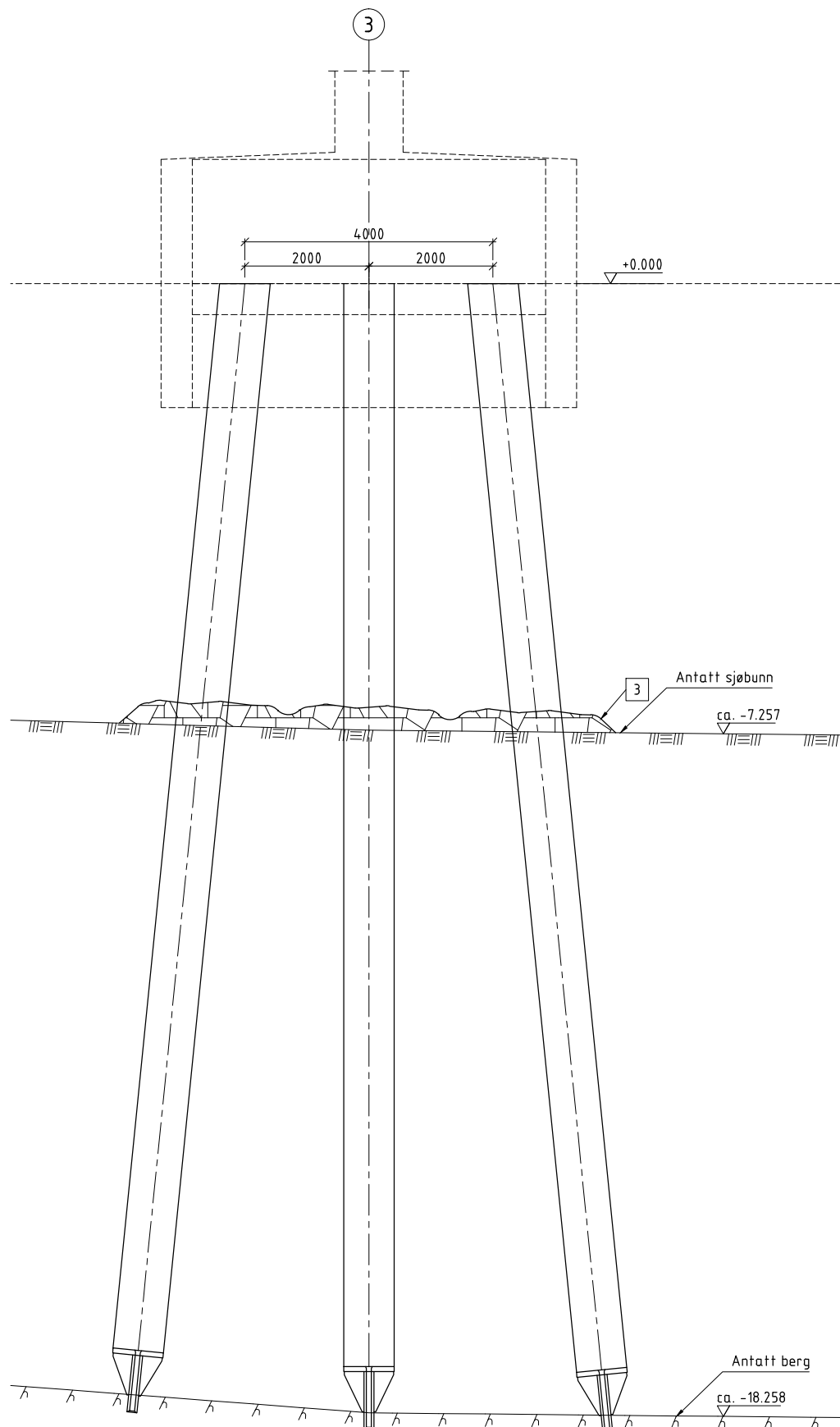
Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb.	Kantr.	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato	01.08.2015		
		Bestiller	Marianne Nærpø		
		Produsert for	Region midt		
		Produert av	Bru- og ferjekaisersesjonen RM		
		Prosjektnummer	404622		
		PROJ-nummer	15F08598_001		
		Arkivreferanse	2014.10794.1		
		Byggeværnummer	15-3063		
		Målestokk A1	som vist		
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer / revisjonsbokstav	
iraud	eriaun	eriaun		K3-12	



PLAN
1:50

COORDINATES			
PUNKT	X	Y	Z
301	1512495.336	86140.001	+0
302	1512498.010	86142.231	+0
303	1512501.299	86142.505	+0
304	1512504.305	86140.748	+0
305	1512501.631	86138.518	+0
306	1512498.343	86138.244	+0



A OPPRISS
1:50

MERKNADER

Stålkvalitet:
Pelerør: S355J2H iht. NS-EN 10219 og NS-EN 10204.
Pelebspiss: S355J2 iht. NS-EN 10025-2 og NS-EN 10204

Betong:
Betongkvalitet: B45 SV-Standard
Nøyaktighetsklasse: B, iht. Prosesskode R762 tabell 84-2.
Utførelsesklasse: 3, iht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010

Armering:
Slakkarmering B500NC, NS3576-3

Toleranser
Maksimalt tillatt loddavvik er 2,5 % for vertikale peler og 4,0 % for skråpeler. Kote topp skal ikke avvike mer enn 50 mm fra prosjektert kote. Maksimalt tillatt avvik fra prosjektert plassering i horisontplanet er 100 mm. Største tillatte vinkelendring i peleskjøt er 1:250 målt langs pelens lengdeakse. Min. krumningsradius 600 m. Maksimal ovalitet er 2 %.

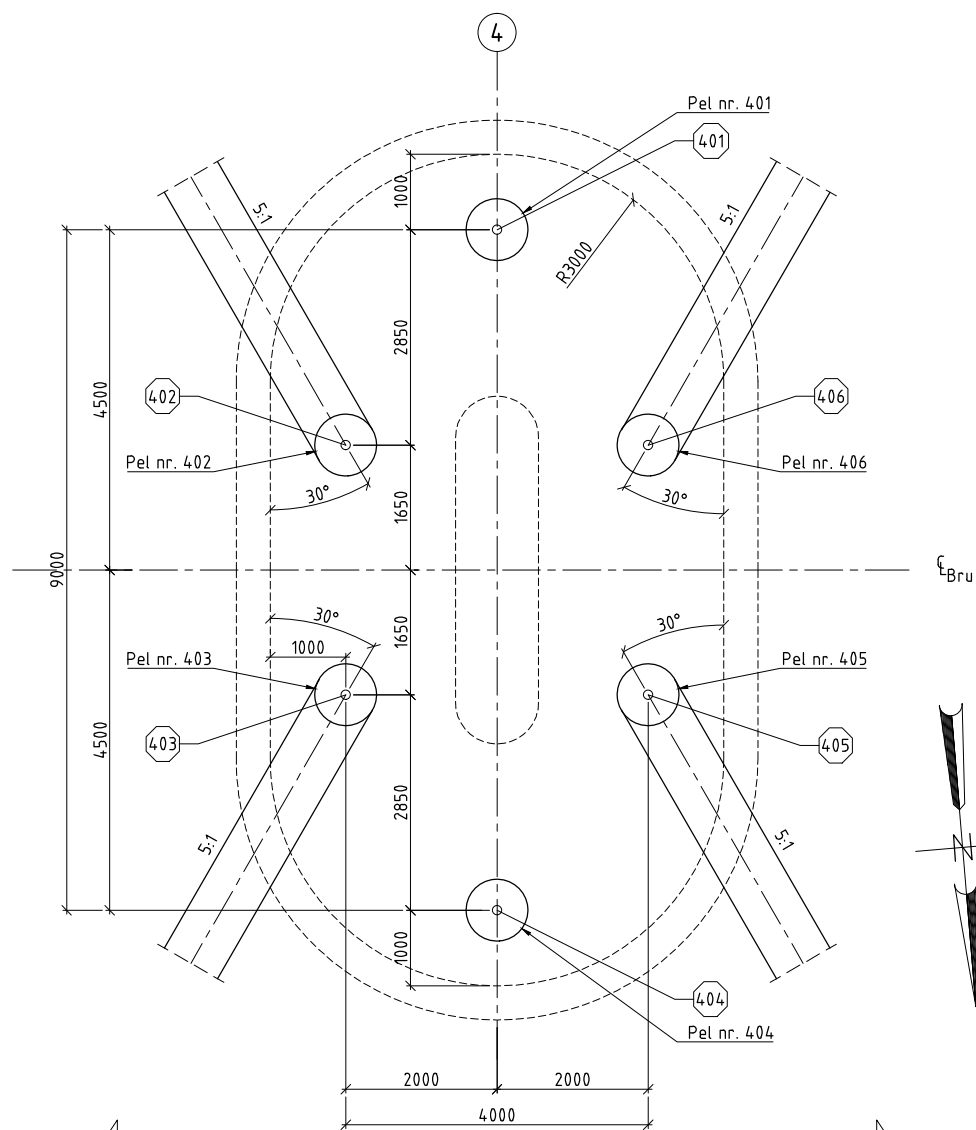
1. Stålrørspeler: ø813x16 med ekspanderende mørtel
2. Bergspiss støpes ut (lukkes) før ramming. Se tegning K3-19.
3. Erosjonssikring rundt peler, sprengstein med steinstørrelse D = 0,2m - 0,5 m. Erosjonssikring fylles i en avstand 2xbredde pilar i alle retninger rundt pilar, og en tykkelse på 0,75-1 meter.

HENVISNINGER

- Tegning K3-01: Oversikt
Tegning K3-19: Peler, detaljer
Tegning K3-20: Prefabriert ring i sjø
Tegning K3-21: Fundament i sjø

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb.	Kantr.	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato	01.08.2015		
		Bestiller	Marianne Nørø		
		Produsert for	Region midt		
		Produsert av	Bru- og ferjekasseksjonen RM		
		Prosjektnummer	404622		
		PROJ-nummer	15F08598_001		
		Arkivreferanse	2014.10794.1		
		Byggeværksnummer	15-3063		
		Målestokk A1	som vist		
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer / revisjonsboksnavn	K3-13
iraud	eriaun	eriaun			

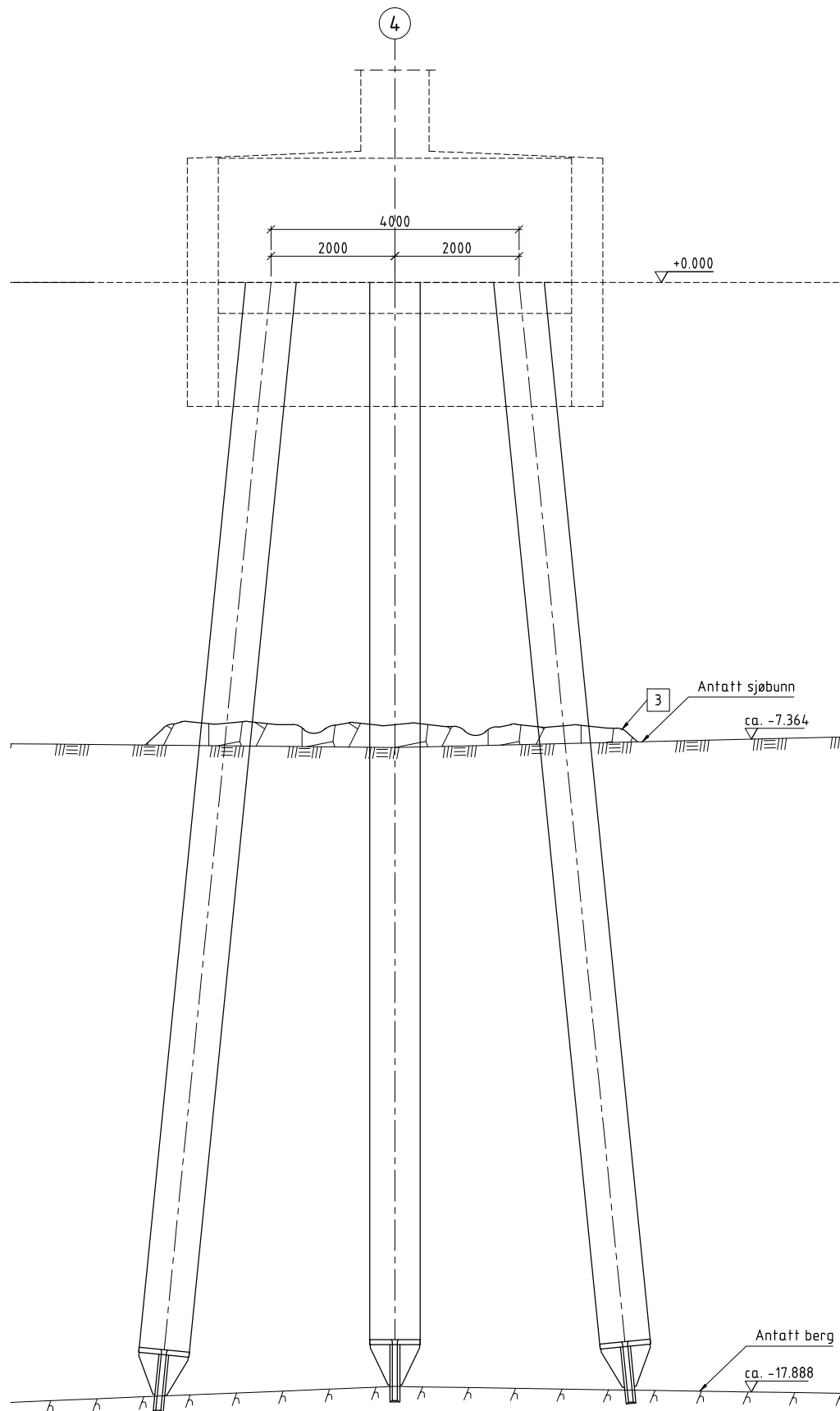


A

A

PLAN
1:50

COORDINATES			
PUNKT	X	Y	Z
401	1512497.827	86110.104	+0
402	1512500.501	86112.334	+0
403	1512503.790	86112.608	+0
404	1512506.796	86110.852	+0
405	1512504.122	86108.622	+0
406	1512500.833	86108.348	+0



A
OPPRISS
1:50

MERKNADER

Stålkvalitet:
Pelerør: S355J2H iht. NS-EN 10219 og NS-EN 10204.
Pelespiss: S355J2 iht. NS-EN 10025-2 og NS-EN 10204

Betong:
Betongkvalitet: B45 SV-Standard
Nøyaktighetsklasse: B, iht. Prosesskode R762 tabell 84-2.
Utførelsesklasse: 3, iht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010

Armering:
Slakkarmering B500NC, NS3576-3

Toleranser
Maksimalt tillatt loddavvik er 2,5 % for vertikale peler og 4,0 % for skråpeler. Kote topp skal ikke avvike mer enn 50 mm fra prosjektert kote. Maksimalt tillatt avvik fra prosjektert plassering i horisontplanet er 100 mm. Største tillatte vinkelendring i peleskjøt er 1:250 målt langs pelens lengdeakse. Min. krumningsradius er 600 m. Maksimal ovalitet er 2 %.

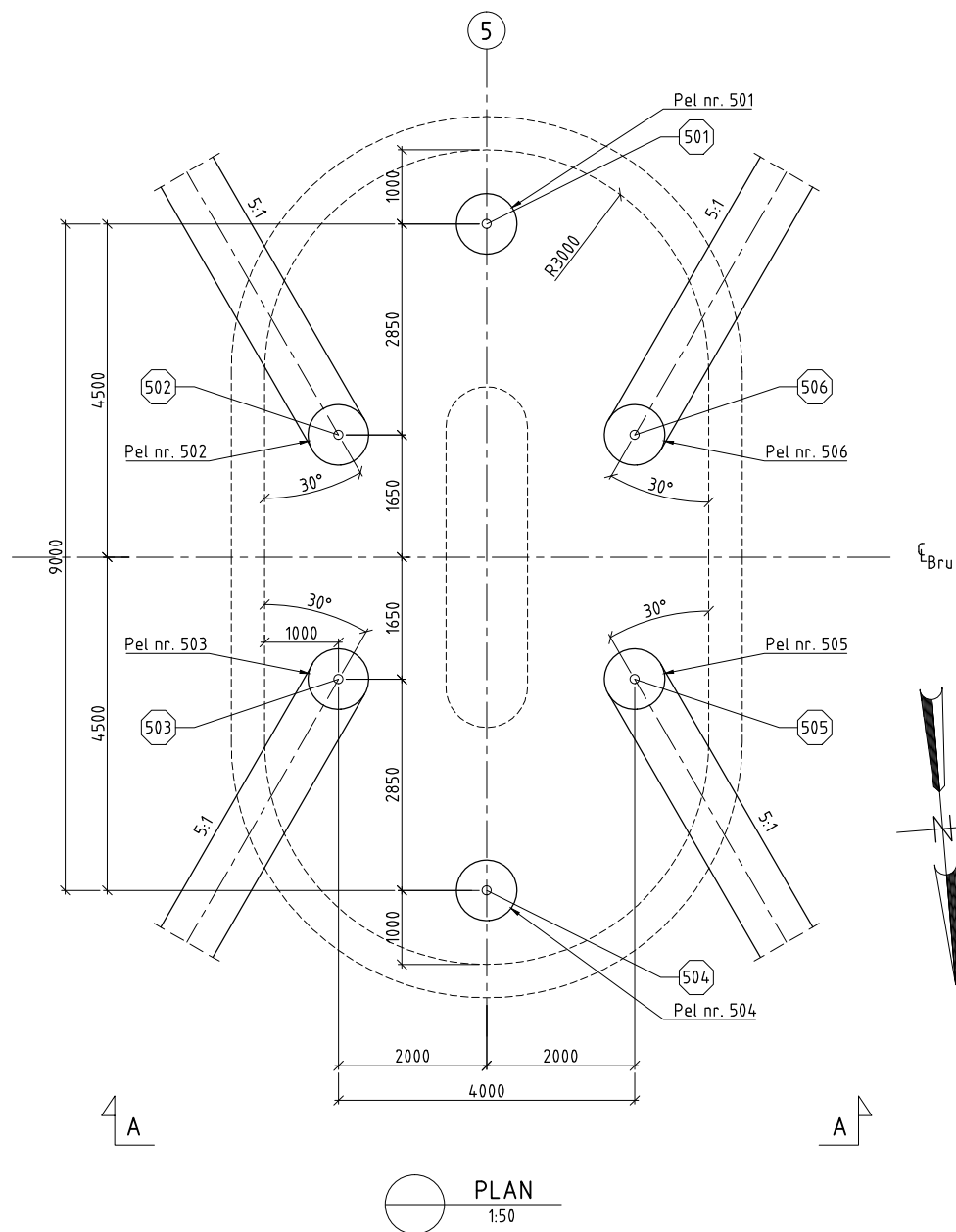
1. Stålrørspeler: ø813x16 med ekspanderende mørtel
2. Bergspiss støpes ut (lukkes) før ramming. Se tegning K3-19.
- 3 Erosjonssikring rundt peler, sprengstein med steinstørrelse D = 0,2m - 0,5 m. Erosjonssikring fylles i en avstand 2xbredde pilar i alle retninger rundt pilar, og en tykkelse på 0,75-1 meter.

HENVISNINGER

- Tegning K3-01: Oversikt
Tegning K3-19: Peler, detaljer
Tegning K3-20: Prefabriert ring i sjø
Tegning K3-21: Fundament i sjø

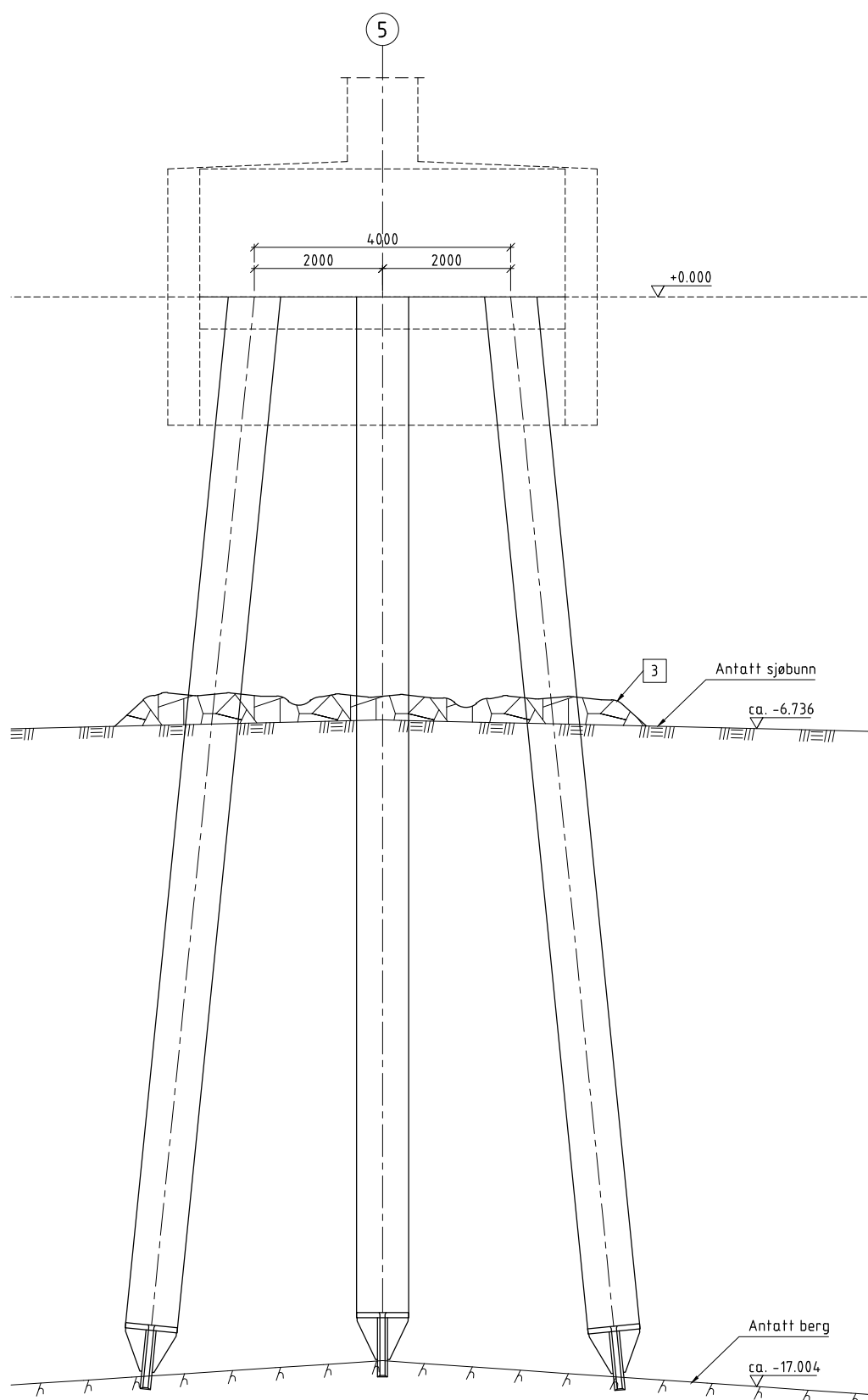
Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb.	Kantr.	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato	01.08.2015		
		Bestiller	Marianne Nærpø		
		Produsert for	Region midt		
		Produert av	Bru- og ferjekasseksjonen RM		
		Prosjektnummer	404622		
		PROF-nummer	15F08598_001		
		Arkivreferanse	2014.10794.1		
		Byggeværnummer	15-3063		
		Målestokk A1	som vist		
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv		
iraud	eriaun	eriaun			
					Tegningsnummer / revisjonsboksnavn
					K3-14



PLAN
1:50

PUNKT	COORDINATES		
	X	Y	Z
501	1512500.982	86072.236	+0
502	1512503.656	86074.465	+0
503	1512506.945	86074.739	+0
504	1512509.951	86072.983	+0
505	1512507.277	86070.753	+0
506	1512503.988	86070.479	+0



A OPPRISS
1:50

MERKNADER

Stålkvalitet:
Pelerør: S355J2H iht. NS-EN 10219 og NS-EN 10204.
Pelespiss: S355J2 iht. NS-EN 10025-2 og NS-EN 10204

Betong:
Betongkvalitet: B45 SV-Standard
Nøyaktighetsklasse: B, iht. Prosesskode R762 tabell 84-2.
Utførelsesklasse: 3, iht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010

Armering:
Slakkarmering B500NC, NS3576-3

Toleranser
Maksimalt tillatt loddavvik er 2,5 % for vertikale peler og 4,0 % for skråpeler. Kote topp skal ikke avvike mer enn 50 mm fra prosjektert kote. Maksimalt tillatt avvik fra prosjektert plassering i horisontplanet er 100 mm. Største tillatte vinkelendring i peleskjøt er 1:250 målt langs pelens lengdeakse. Min. krumningsradius 600 m. Maksimal ovalitet er 2 %.

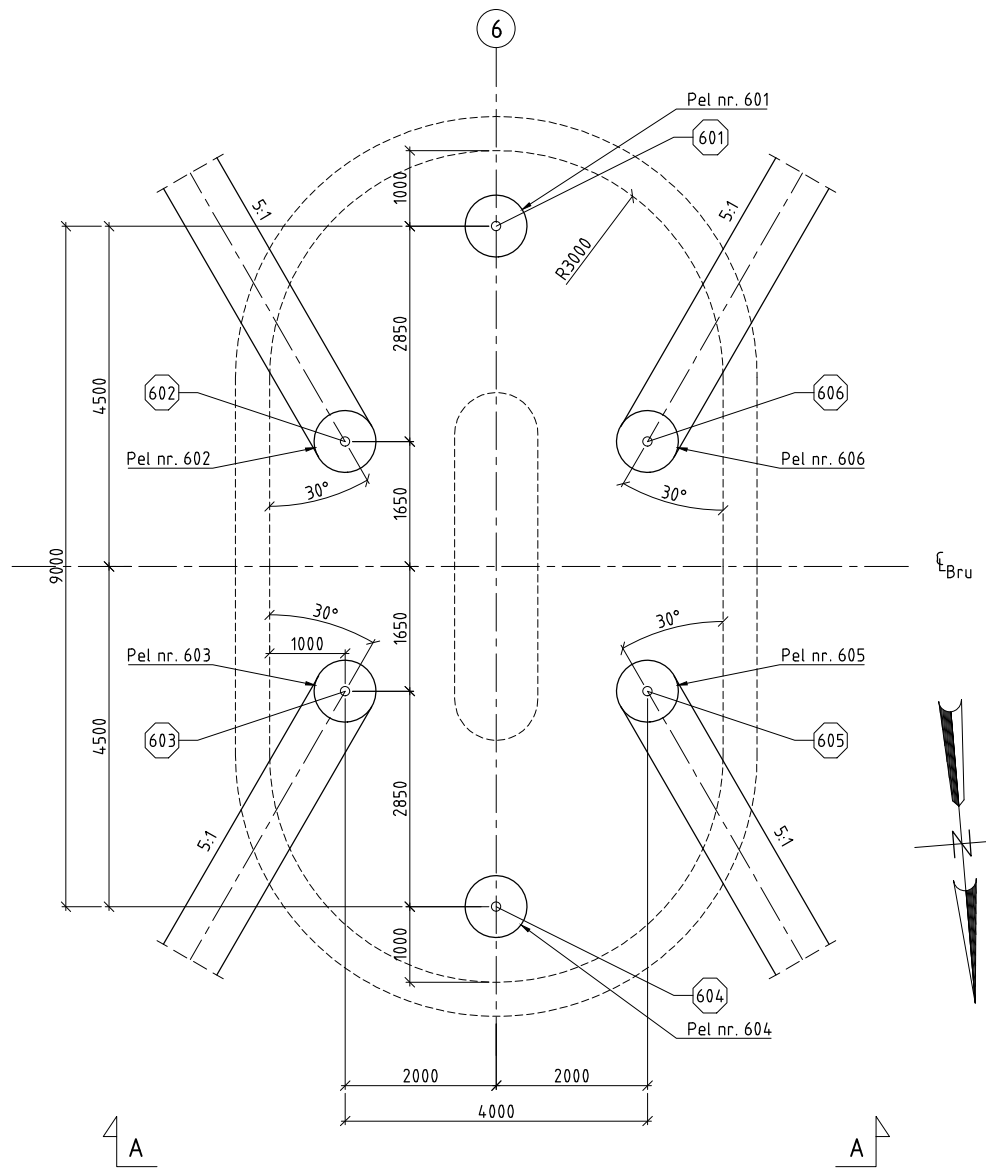
1. Stålrørspeler: ø813x16 med ekspanderende mørtel
2. Bergspiss støpes ut (lukkes) før ramming. Se tegning K3-19.
3. Erosjonssikring rundt peler, sprengstein med steinstørrelse D = 0,2m - 0,5 m. Erosjonssikring fylles i en avstand 2xbredde pilar i alle retninger rundt pilar, og en tykkelse på 0,75-1 meter.

HENVISNINGER

- Tegning K3-01: Oversikt
Tegning K3-19: Peler, detaljer
Tegning K3-20: Prefabriert ring i sjø
Tegning K3-21: Fundament i sjø

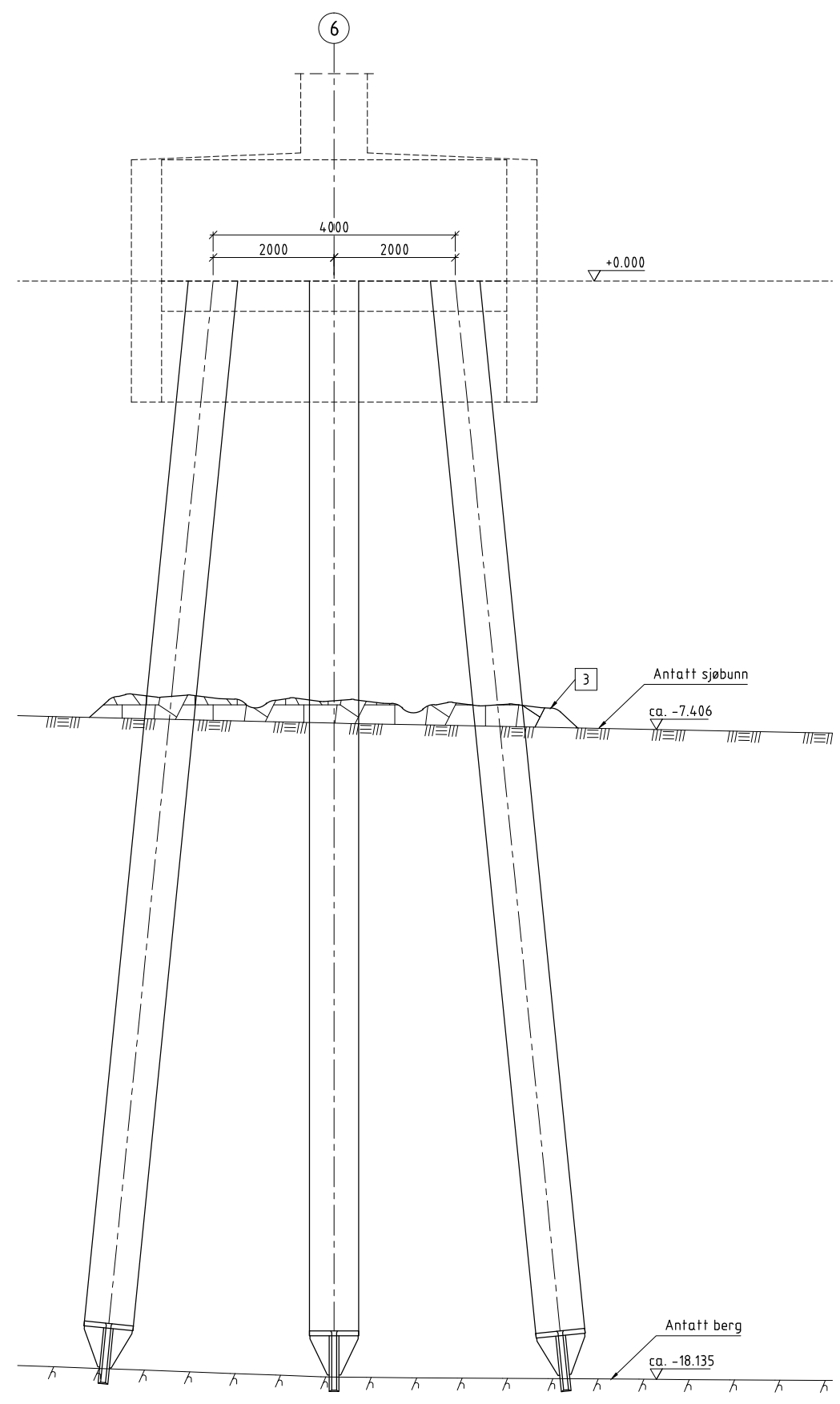
Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb.	Kantr.	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato	01.08.2015		
		Bestiller	Marianne Nærpø		
		Produsert for	Region midt		
		Produert av	Bru- og ferjekasseksjonen RM		
		Prosjektnummer	404622		
		PROJ-nummer	15F08598_001		
		Arkivreferanse	2014.10794.1		
		Byggeværksnummer	15-3063		
		Målestokk A1	som vist		
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer / revisjonsbokstav	
iraud	eriaun	eriaun		K3-15	



PLAN
1:50

PUNKT	COORDINATES		
	X	Y	Z
601	1512503.473	86042.339	+0
602	1512506.147	86044.569	+0
603	1512509.435	86044.843	+0
604	1512512.442	86043.086	+0
605	1512509.768	86040.857	+0
606	1512506.479	86040.583	+0



A OPPERISS
1:50

MERKNADER

Stålkvalitet:
 Pelørør: S355J2H iht. NS-EN 10219 og NS-EN 10204.
 Pelespiss: S355J2 iht. NS-EN 10025-2 og NS-EN 10204

Betong:
 Betongkvalitet: B45 SV-Standard
 Nøyaktighetsklasse: B, iht. Prosesskode R762 tabell 84-2.
 Utførelsesklasse: 3, iht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010

Armering:
 Slakkarmering B500NC, NS3576-3

Toleranser
 Maksimalt tillatt loddavvik er 2,5 % for vertikale peler og 4,0 % for skråpeler. Kote topp skal ikke avvike mer enn 50 mm fra prosjektert kote. Maksimalt tillatt avvik fra prosjektert plassering i horisontplanet er 100 mm. Største tillatte vinkelendring i peleskjøt er 1:250 målt langs pelens lengdeakse. Min. krumningsradius er 600 m. Maksimal ovalitet er 2 %.

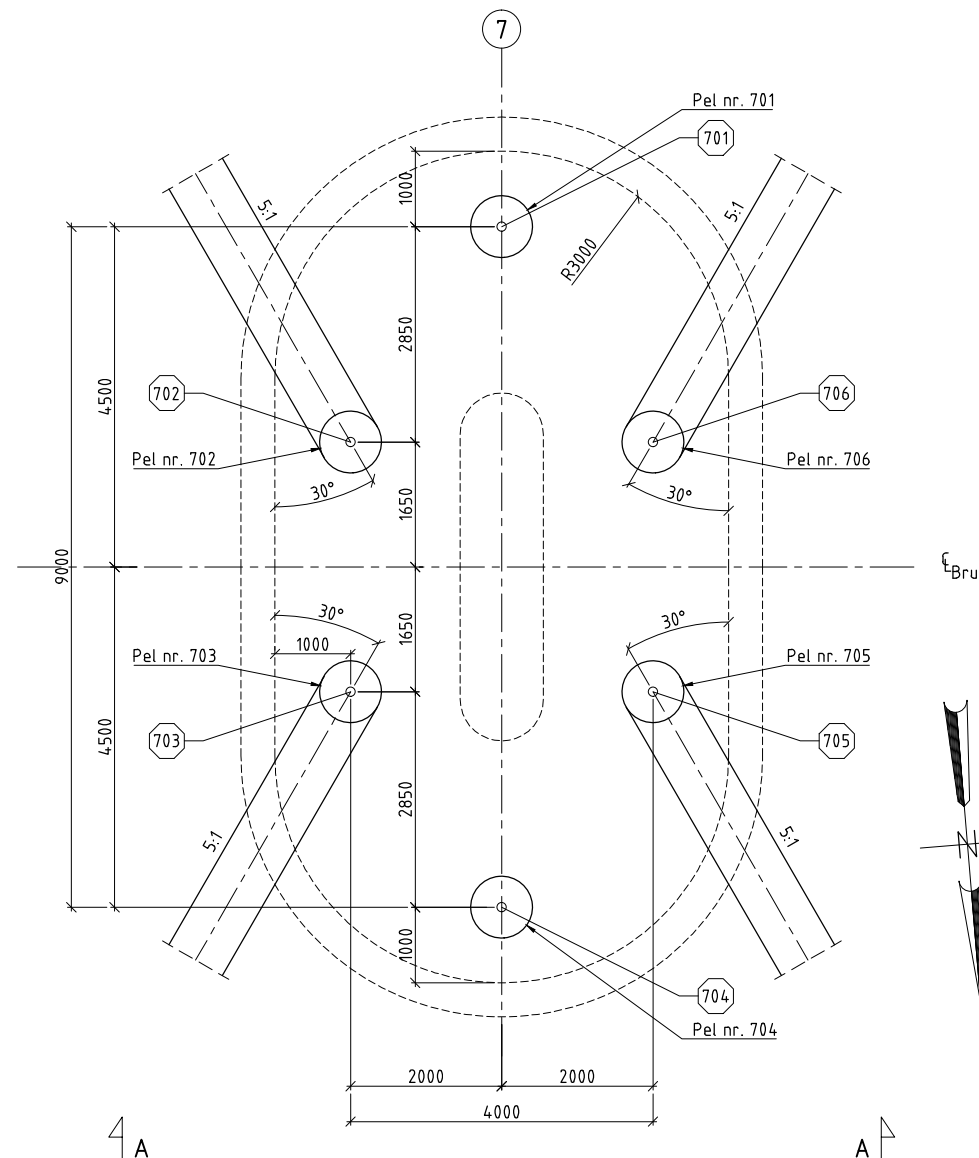
1. Stålrørspeler: ø813x16 med ekspanderende mørtel
2. Bergspiss støpes ut (lukkes) før ramming. Se tegning K3-19.
- 3 Erosjonssikring rundt peler, sprengstein med steinstørrelse D = 0,2m - 0,5 m. Erosjonssikring fylles i en avstand 2xbredde pilar i alle retninger rundt pilar, og en tykkelse på 0,75-1 meter.

HENVISNINGER

- Tegning K3-01: Oversikt
- Tegning K3-19: Peler, detaljer
- Tegning K3-20: Prefabrikkert ring i sjø
- Tegning K3-21: Fundament i sjø

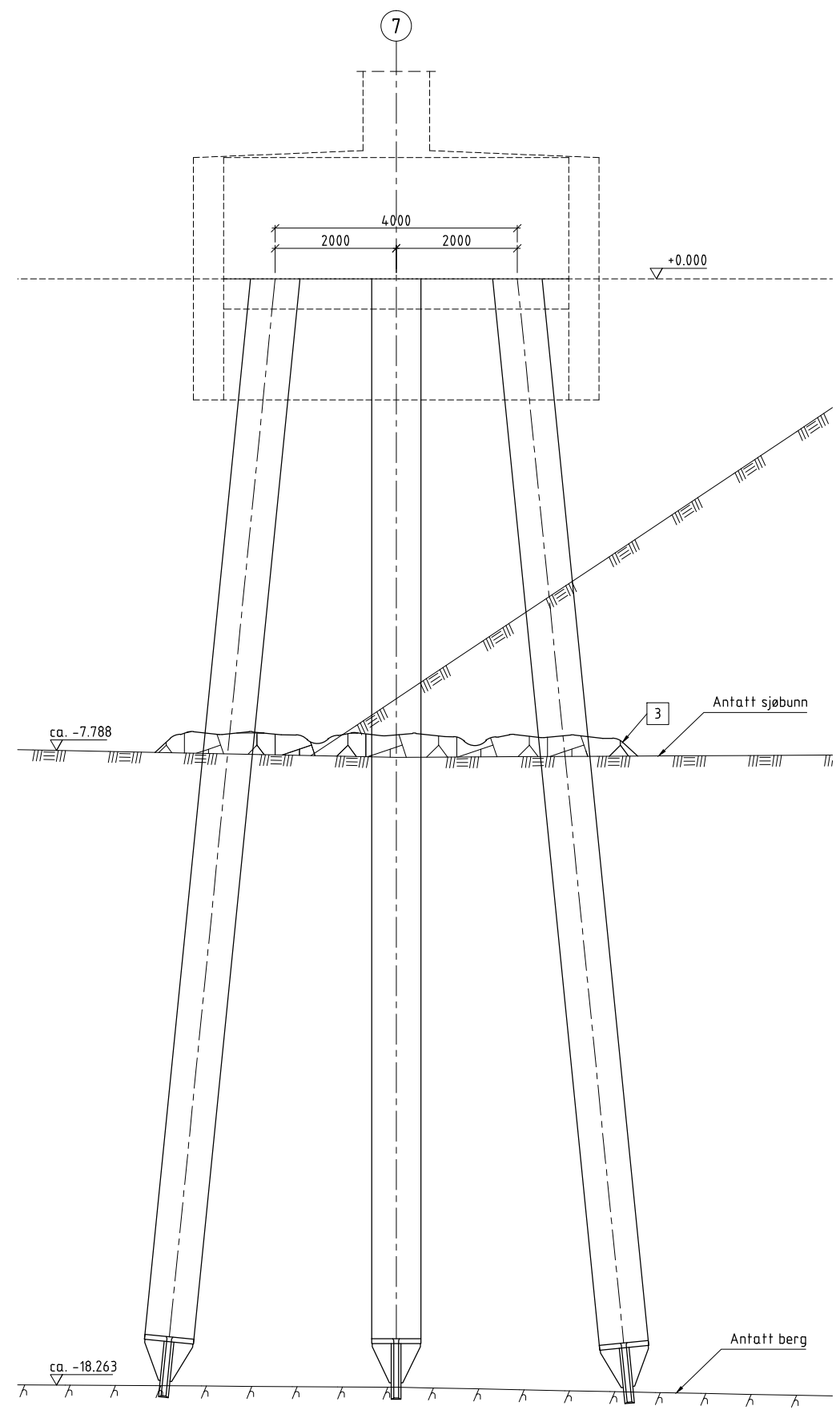
Til teknisk delgodkjenning
 01.08.2015

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb.	Kantr.	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato	01.08.2015		
		Bestiller	Marianne Nærpø		
		Produsert for	Region midt		
		Produert av	Bru- og ferjekasseksjonen RM		
		Prosjektnummer	404622		
		PROF-nummer	15F08598_001		
		Arkivreferanse	2014.10794.1		
		Byggeværksnummer	15-3063		
		Målestokk A1	som vist		
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer / revisjonsboksstav	K3-16
iraud	eriaun	eriaun			



PLAN
1:50

COORDINATES			
PUNKT	X	Y	Z
701	1512505.963	86012.443	+0
702	1512508.638	86014.673	+0
703	1512511.926	86014.947	+0
704	1512514.932	86013.190	+0
705	1512512.258	86010.960	+0
706	1512508.970	86010.686	+0



A OPPRISS
1:50

MERKNADER

Stålkvalitet:
 Pelørør: S355J2H iht. NS-EN 10219 og NS-EN 10204.
 Pelespiss: S355J2 iht. NS-EN 10025-2 og NS-EN 10204

Betong:
 Betongkvalitet: B45 SV-Standard
 Nøyaktighetsklasse: B, iht. Prosesskode R762 tabell 84-2.
 Utførelsesklasse: 3, iht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010

Armering:
 Slakkarmering B500NC, NS3576-3

Toleranser
 Maksimalt tillatt loddavvik er 2,5 % for vertikale pelar og 4,0 % for skråpelar. Kote topp skal ikke avvike mer enn 50 mm fra prosjektert kote. Maksimalt tillatt avvik fra prosjektert plassering i horisontplanet er 100 mm. Største tillatte vinkelendring i peleskjøt er 1:250 målt langs pelens lengdeakse. Min. krumningsradius 600 m. Maksimal ovalitet er 2 %.

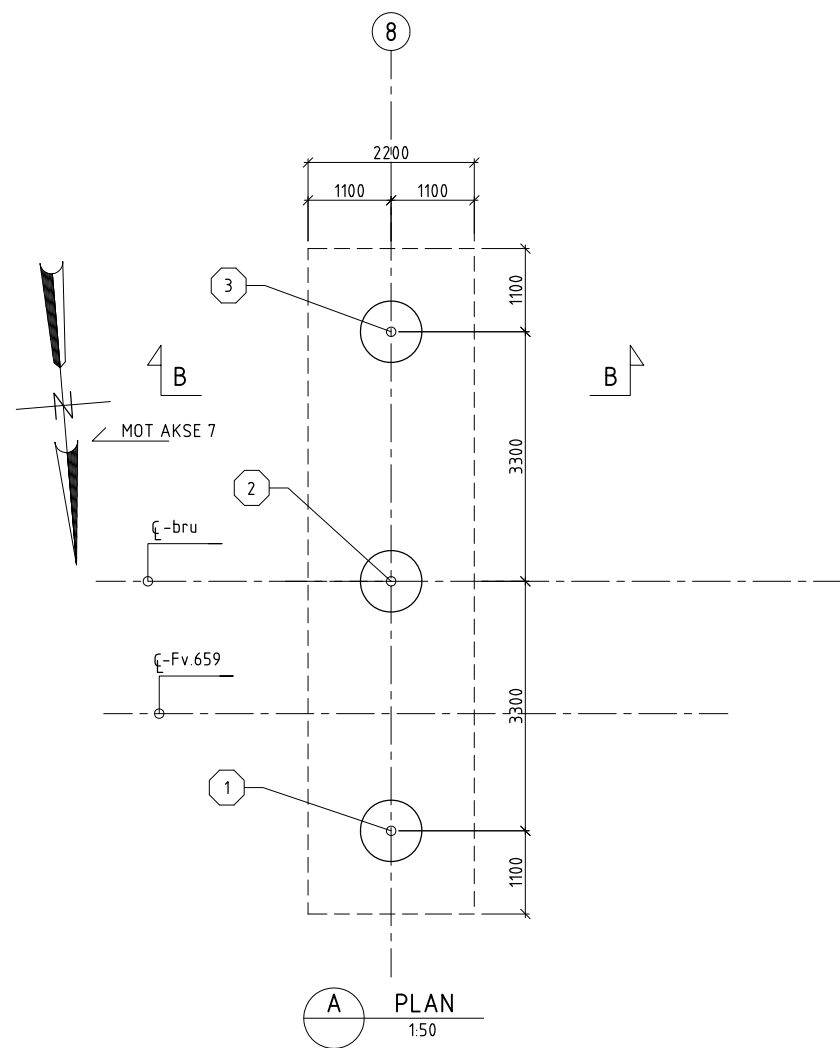
1. Stålrørspeler: ø813x16 med ekspanderende mørtel
2. Bergspiss støpes ut (lukkes) før ramming. Se tegning K3-19.
3. Erosjonssikring rundt pelar, sprengstein med steinstørrelse D = 0,2m - 0,5 m. Erosjonssikring fylles i en avstand 2xbredde pilar i alle retninger rundt pilar, og en tykkelse på 0,75-1 meter.

HENVISNINGER

- Tegning K3-01: Oversikt
- Tegning K3-19: Pelar detaljer
- Tegning K3-20: Prefabrikkert ring i sjø
- Tegning K3-21: Fundament i sjø

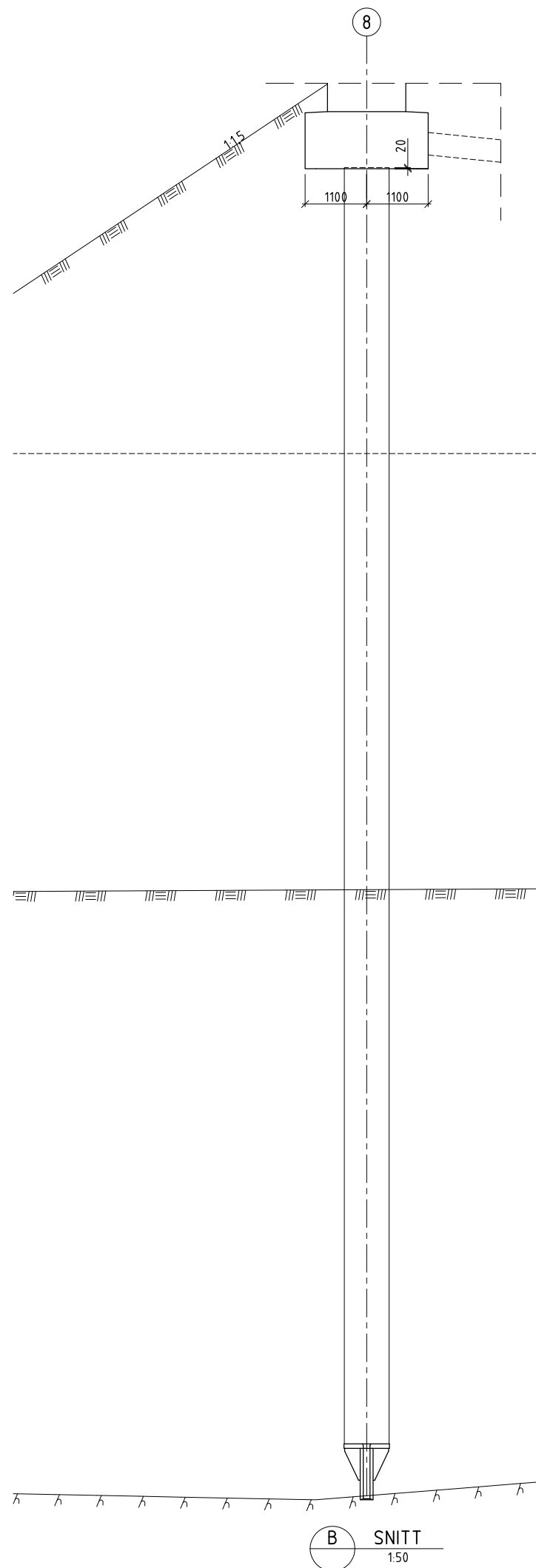
Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb.	Kantr.	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Nørø	
		Produsert for		Region midt	
		Produert av		Bru- og ferjekasseksjonen RM	
		Prosjektnummer		404622	
		PROF-nummer		15F08598_001	
		Arkivreferanse		2014.10794.1	
		Byggeværnummer		15-3063	
		Målestokk A1		som vist	
Utarbeidet av		Kontrollert av		Godkjent av	
iraurd		eriaun		eriaun	
		Konsulentarkiv		Tegningsnummer / revisjonsboksnavn	
				K3-17	



KOORDINTAER I SENTER PEL

PUNKT	COORDINATES		KOTEHØYDE TOPPEL
	X	Y	
1	1512527.830	85843.929	xx
2	1512524.541	85843.655	xx
3	1512521.253	85843.381	



BEMERKNINGER :

BETONG/ARMERING
 Betongkvalitet: B45 SV -standard
 Eksponeringsklasse: XC2, XS3
 Herdeklasse: Klasse 4 iht. NS-EN 13670
 Bestandighetsklasse: MF40
 Luftinnhold: 5,0% ± 15%
 Tilslagstørrelse: D100=22 mm
 Armering: B500NC, NS3576-3


Stålkvalitet:
 Pelerør: S355J2H iht. NS-EN 10219 og NS-EN 10204.
 Pelespiss: S355J2 iht. NS-EN 10025-2 og NS-EN 10204.

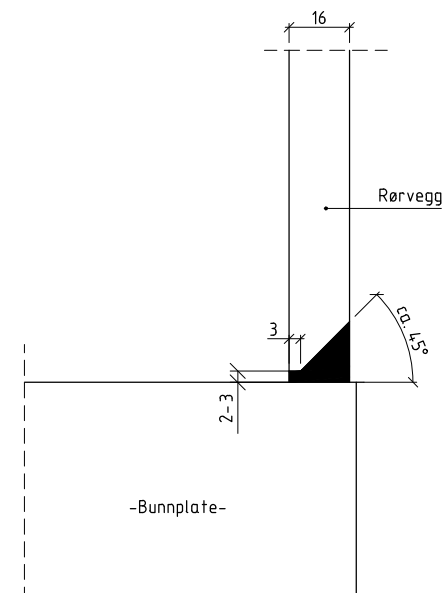
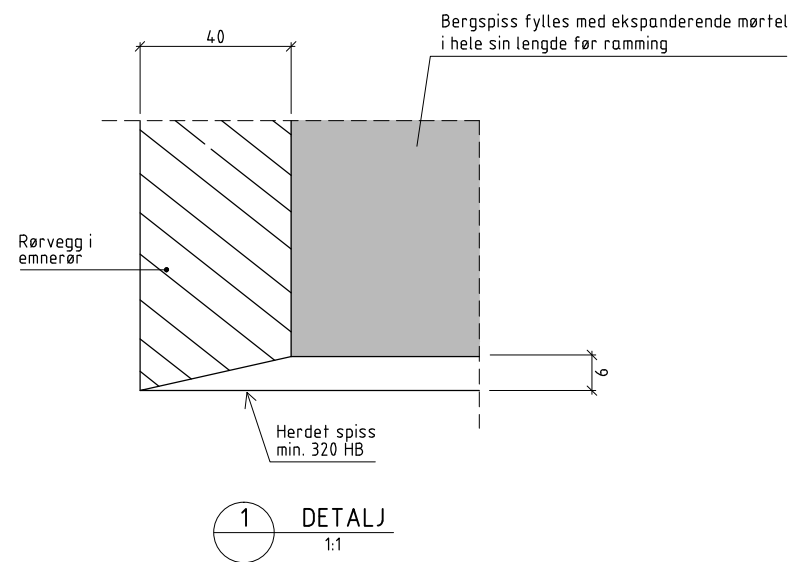
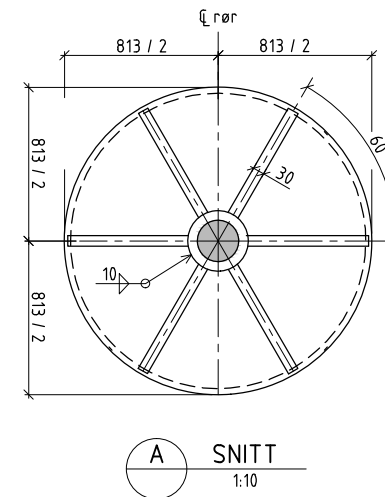
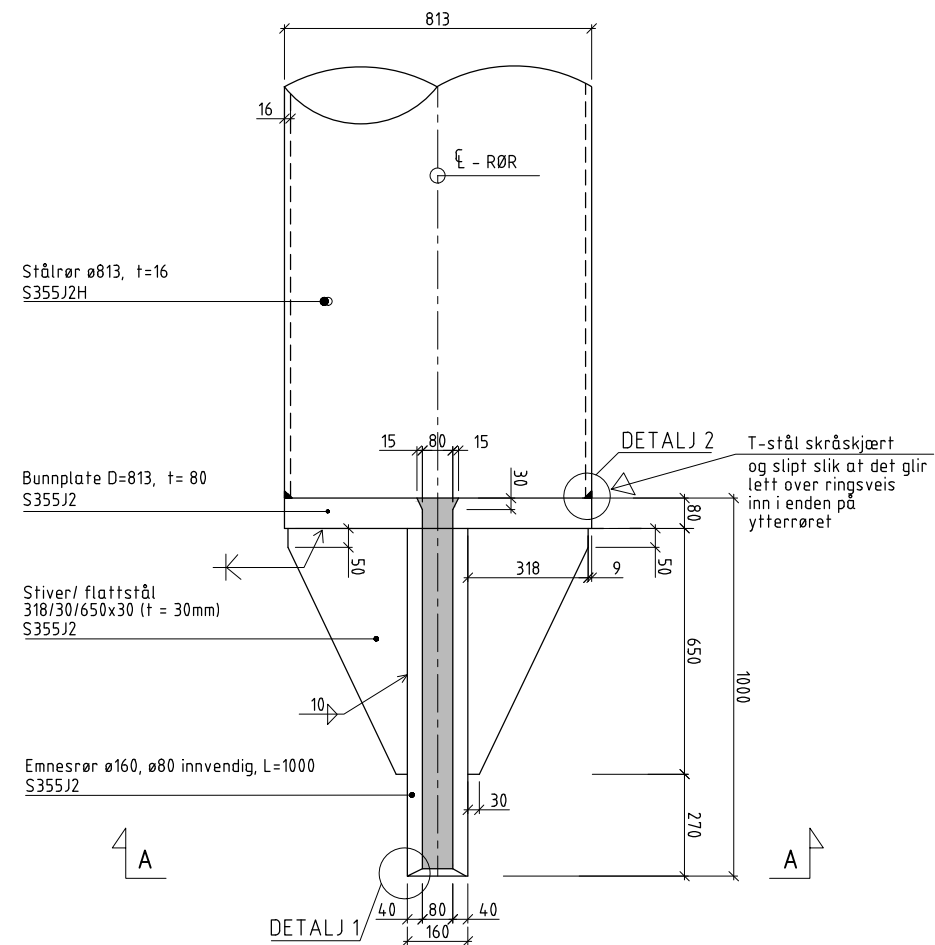
Toleranser
 Maksimalt tillatt loddavvik er 2,5 % for vertikale peler og 4,0 % for skråpeler. Kote topp skal ikke avvike mer enn 50 mm fra prosjektert kote.
 Maksimal tillatt avvik fra prosjektert plassering i horisontalplanet er 100 mm. Største tillatte vinkelendring i peleskjøt er 1:250 målt langs pelens lengdeakse.
 Minimal krumningsradius er 600 m. Maksimal ovalitet er 2%.

1. Stålrørspeler: ø813x16
2. Bergspiss støpes ut (lukkes) før ramming. Se tegning K3-19.

HENVISNINGER
 Tegning K3-19: Peler, detaljer
 Tegning K3-xx: Peler akse 1, armering
 Tegning K3-26: Landkar akse 1 - 1/2

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb.	Kontr.	Godkjent	Rev. dato
 Statens vegvesen		Tegningsdato: 01.08.2015 Bestiller: Marianne Næra Produsert for: Region midt		Produsert av: Bru- og ferjekasseksjonen RM Prosjektnummer: 404622 PROF-nummer: 15F06598_001 Arkivreferanse: 2014.10794.1 Byggeværksnummer: 15-3063 Målestokk A1: som vist	
Fv. 659 HP7, 240 15-3063 Nordøyvegen - Bru 3 Peler akse 8 Tilbudstegning		Utarbeidet av: igorpr Kontrollert av: iraurd Godkjent av: eriaun Konsulentarkiv:		Tegningsnummer / revisjonsbøksstav: K3-18	



(snitt av sveisefuge mellom bunnplate og rørvegg)

MERKNADER

Stålkvalitet:

Pelerør: S355J2H iht. NS-EN 10219 og NS-EN 10204.
Pelespiss: S355J2 iht. NS-EN 10025-2 og NS-EN 10204

Betong:

Betongkvalitet: B45 SV-Standard
Nøyaktighetsklasse: B, iht. Prosesskode R762 tabell 84-2.
Utførelsesklasse: 3, iht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010

Armering:

Slakkarmering B500NC, NS3576-3

Toleranser

Maksimalt tillatt loddvik er 2,5 % for vertikale peler og 4,0 % for skråpeler. Kote topp skal ikke avvike mer enn 50 mm fra prosjektert kote. Maksimalt tillatt avvik fra prosjektert plassering i horisontplanet er 100 mm. Største tillatte vinkelendring i peleskjøt er 1:250 målt langs pelens lengdeakse. Min. krumningsradius er 600 m. Maksimal ovalitet er 2 %.

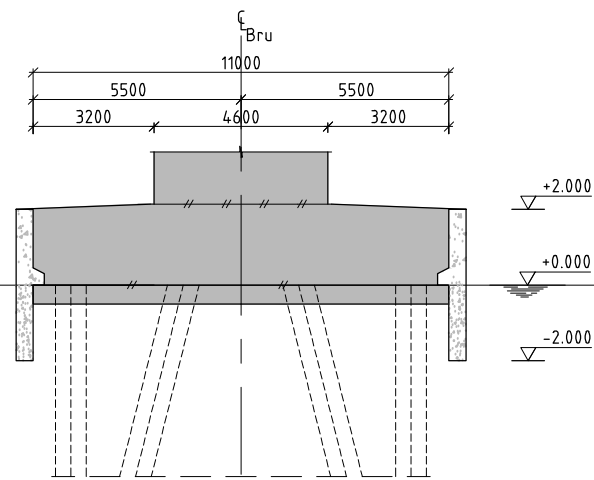
1. Stålrørspeler: ø813x16
2. Bergspiss støpes ut (lukkes) før ramming.

HENVISNINGER

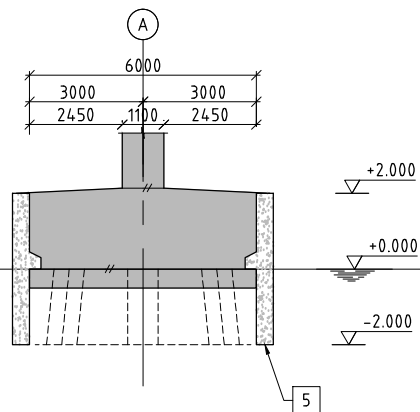
- Tegning K3-11: Peler akse 1
Tegning K3-12: Peler akse 2
Tegning K3-13: Peler akse 3
Tegning K3-14: Peler akse 4
Tegning K3-15: Peler akse 5
Tegning K3-16: Peler akse 6
Tegning K3-17: Peler akse 7
Tegning K3-18: Peler akse 8

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

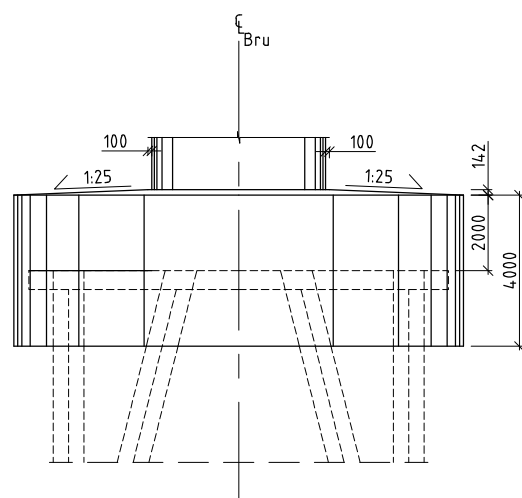
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb.	Kantr.	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato	01.08.2015		
		Bestiller	Marianne Nørø		
		Prosjekt for	Region midt		
		Prosjekt av	Bru- og ferjekasseksjonen RM		
		Prosjektnummer	4.04.622		
		PROF-nummer	15F08598_001		
		Arkivreferanse	2014.10794.1		
		Byggeværnummer	15-3063		
		Målestokk A1	som vist		
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv		Tegningsnummer / revisjonsboksnavn
iraurd	eriaun	eriaun			K3-19



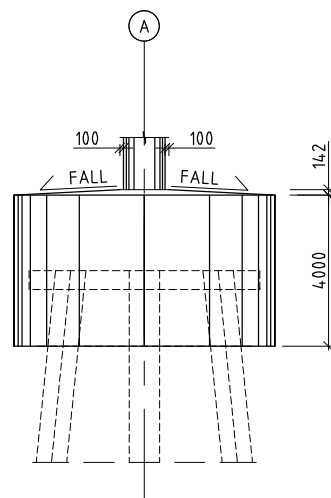
A SNITT
1:100



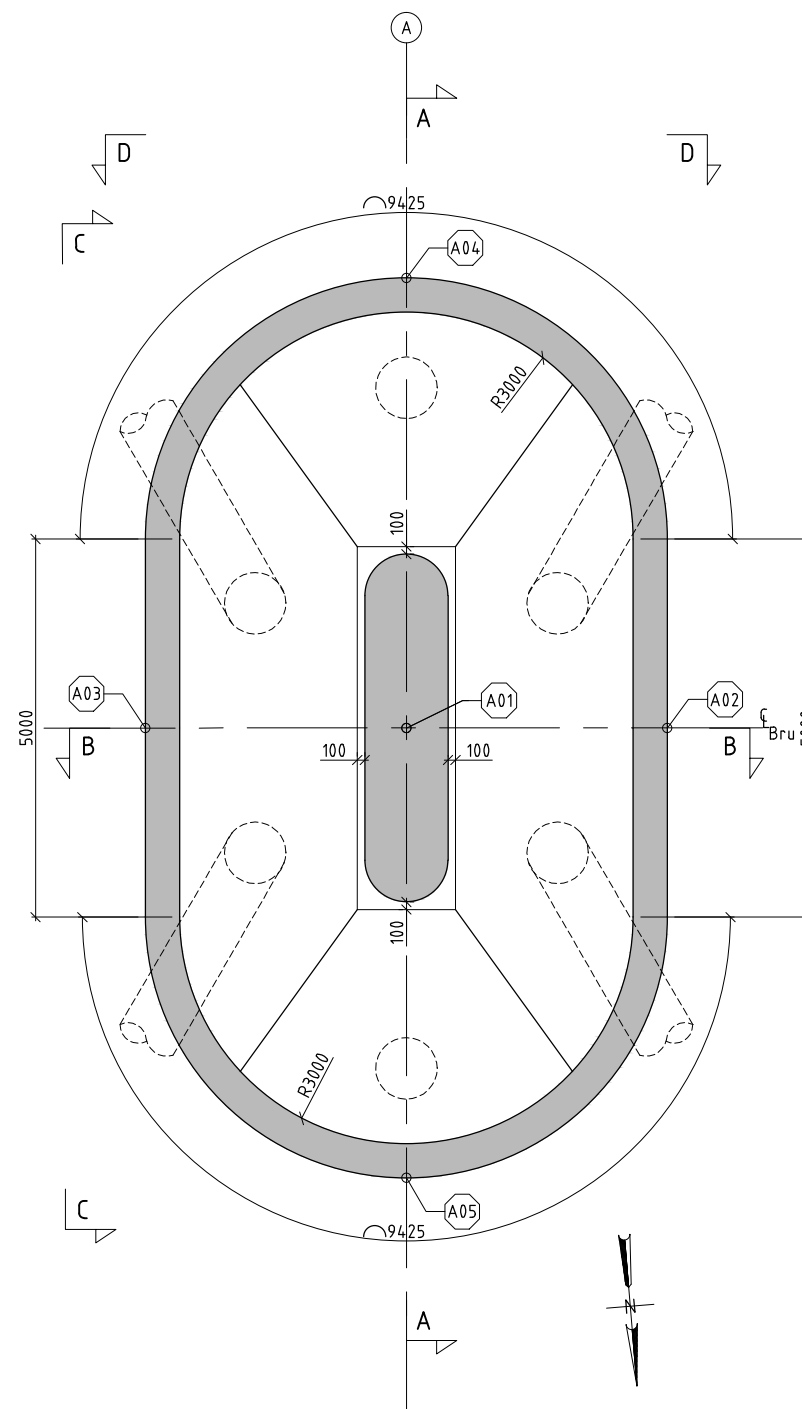
B SNITT
1:100



C OPPRISS
1:100



D OPPRISS
1:100



PLAN
1:50

Akse 2, A=2

COORD INATES		
PUNKT	X	Y
201	1512497.330	86170.271
202	1512497.617	86166.833
203	1512497.044	86173.709
204	1512491.401	86169.777
205	1512503.260	86170.765

Akse 3, A=3

COORD INATES		
PUNKT	X	Y
301	1512499.821	86140.375
302	1512500.107	86136.936
303	1512499.534	86143.813
304	1512493.891	86139.881
305	1512505.750	86140.869

Akse 4, A=4

COORD INATES		
PUNKT	X	Y
401	1512502.312	86110.478
402	1512502.598	86107.040
403	1512502.025	86113.916
404	1512496.382	86109.984
405	1512508.241	86110.972

Akse 5, A=5

COORD INATES		
PUNKT	X	Y
501	1512505.466	86072.609
502	1512505.753	86069.171
503	1512505.180	86076.047
504	1512499.537	86072.115
505	1512511.396	86073.103

Akse 6, A=6

COORD INATES		
PUNKT	X	Y
601	1512507.957	86042.713
602	1512508.244	86039.275
603	1512507.671	86046.151
604	1512502.028	86042.219
605	1512513.887	86043.207

Akse 7, A=7

COORD INATES		
PUNKT	X	Y
701	1512510.448	86012.816
702	1512510.734	86009.378
703	1512510.162	86016.255
704	1512504.518	86012.322
705	1512516.377	86013.310

MERKNADER

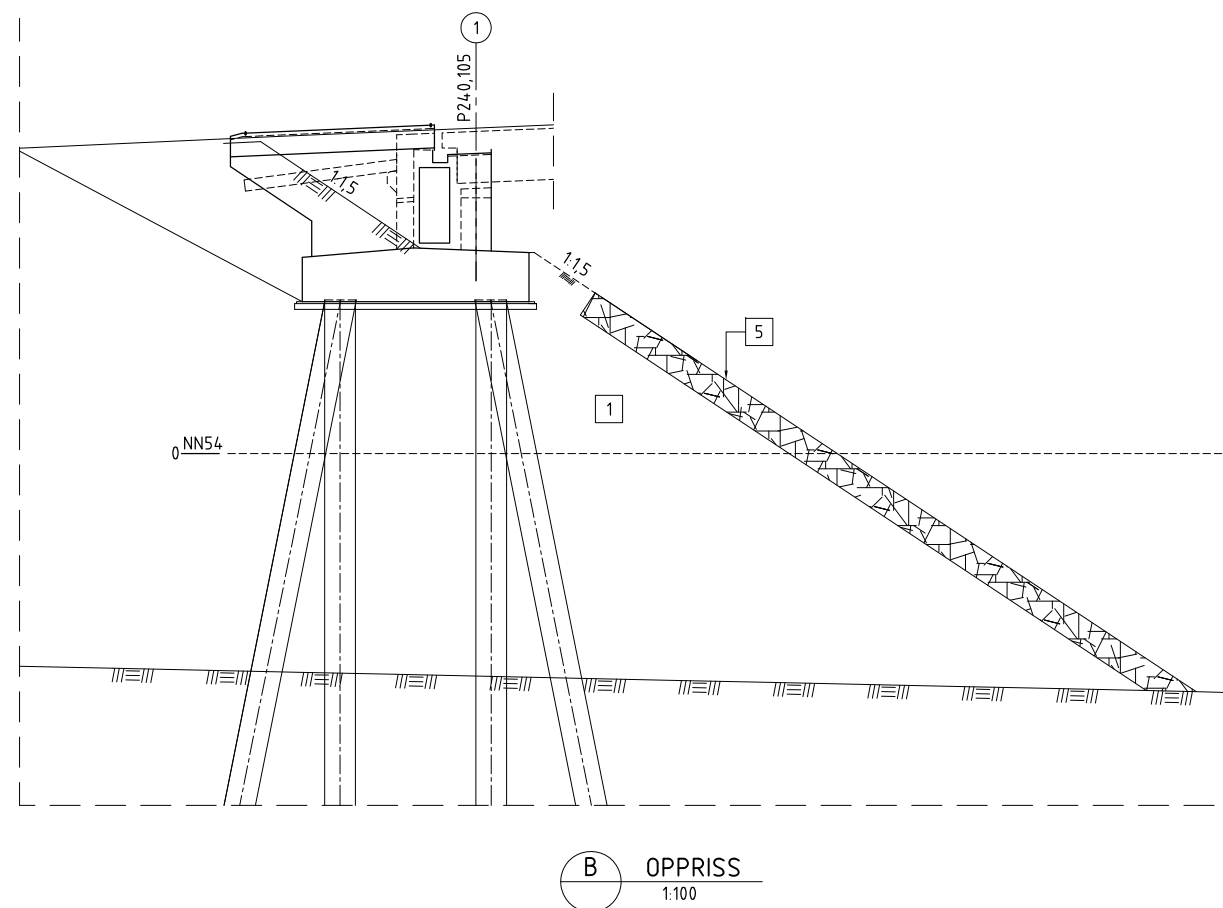
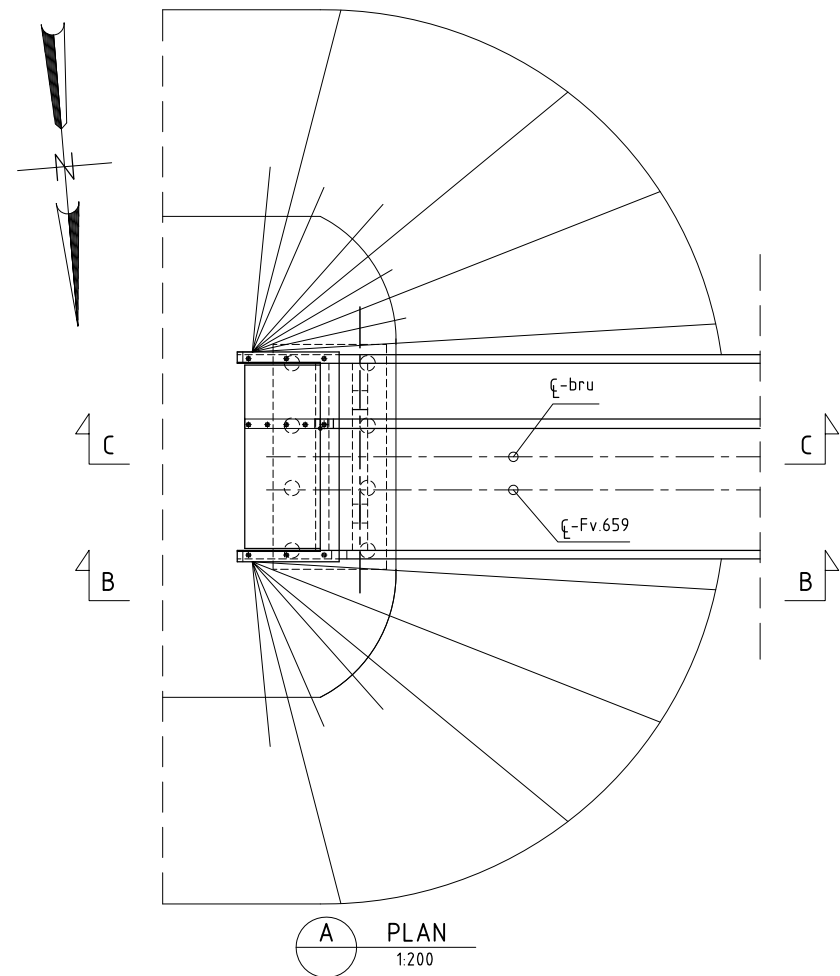
- Utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010
- Nøyaktighetsklasse B iht. håndbok R762
- Betongkvalitet: B45 SV-standard
- Synlige hjørner avfases med 20 mm trekantlist.
- Prefab. kantelement

HENVISNINGER

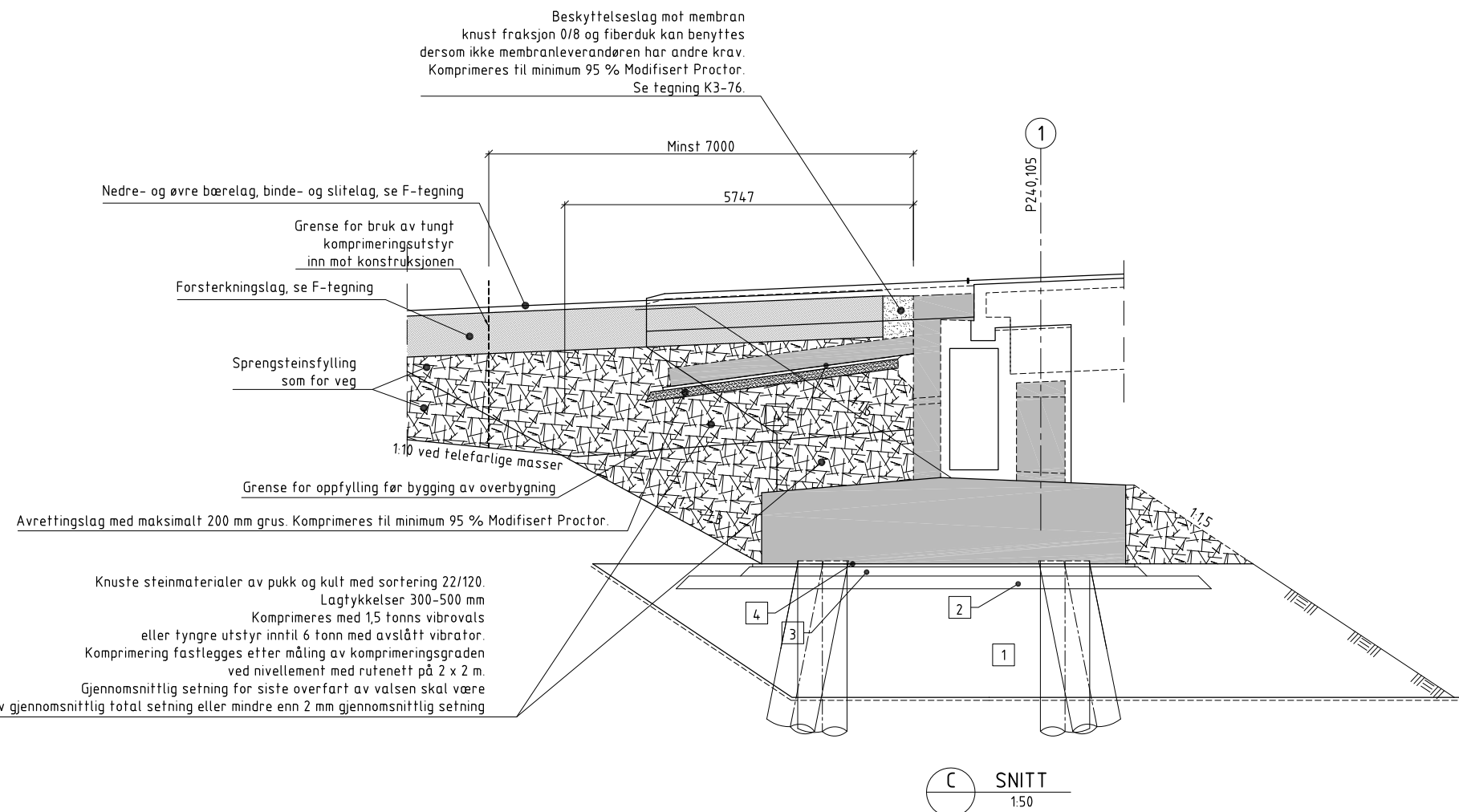
- Tegning K3-20: Prefabriert ring i sjø, formtegnig
- Tegning K3-83: Prefabriert ring i sjø, armering
- Tegning K3-84: Fundament i sjø, armering
- Tegning K3-32-37: Pilar, formtegnig
- Tegning K3-87: Pilar, armering
- Tegning K3-12-17: Peter akse 2 til 7

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato	01.08.2015		
		Bestiller	Marianne Nære		
		Produsert for	Region midt		
		Produsert av	Bru- og ferjekaiseksjonen RM		
Fv. 659 HP		Prosjektnummer	404622		
15-3063 Nordøyvegen - Bru 3		PROF-nummer	15F0659B_001		
Fundament i sjø		Arkivreferanse	2014.10794.1		
		Byggeværksnummer	15-3063		
Tilbudstegning		Målestokk A1	som vist		
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv		
endtor	iraurd	eriaun	Tegningsnummer / revisjonsbeholdning		
			K3-21		



B OPPRISS
1:100



C SNITT
1:50

Beskyttelseslag mot membran
knust fraksjon 0/8 og fiberduk kan benyttes
dersom ikke membranleverandøren har andre krav.
Komprimeres til minimum 95 % Modifisert Proctor.
Se tegning K3-76.

Nedre- og øvre bærelag, binde- og slitelag, se F-tegning

Grense for bruk av tungt
komprimeringsutstyr
inn mot konstruksjonen

Forsterkningslag, se F-tegning

Sprengsteinsfylling
som for veg

1:10 ved telefarlige masser

Grense for oppfylling før bygging av overbygning

Avrettingslag med maksimalt 200 mm grus. Komprimeres til minimum 95 % Modifisert Proctor.

Knuste steinmaterialer av pukk og kult med sortering 22/120.
Lagtykkelser 300-500 mm

Komprimeres med 1,5 tons vibrovals
eller tyngre utstyr inntil 6 tonn med avslått vibrator.
Komprimering fastlegges etter måling av komprimeringsgraden
ved nivellement med rutene på 2 x 2 m.

Gjennomsnittlig setning for siste overfart av valsen skal være
mindre enn 10 % av gjennomsnittlig total setning eller mindre enn 2 mm gjennomsnittlig setning

BEMERKNINGER

Materialekrav til steinmaterialet:

Bakfyllingen skal utføres med bæredyktige, godt drenerende og ikke vannømfintlige materialer. Materialet skal være ikke telefarlig, T1. Maksimalt 3% skal passere 0,020 mm sikt regnet av materiale som passerer 22,4 mm sikt. Masser med humusinnhold større enn 3% skal ikke brukes, og de skal ikke inneholde snø, is eller teleklumper.

Det skal benyttes steinmateriale med Los Angeles-verdi maksimalt 35, Micro-Deval-verdi maksimalt 15.

Maksimalt finstoffinnhold skal være 7% som passerer 0,063 mm sikt regnet av materiale som passerer 22,4 mm.

Sikterenhetsgrad, maksimal andel overkorn over øvre siktstørrelse: 20%
Sikterenhetsgrad, maksimal andel underkorn under nedre siktstørrelse: 20%

Sortering 22/120, krav til korngredning:

Nedre siktstørrelse d: 22 mm

Øvre siktstørrelse D: 120 mm

Minimum som passerer 180 mm 1,4D: 98 %

Minimum som passerer 250 mm 2D: 100 %

Maksimum som passerer 11,2 mm 0,5d: 5 %

Krav til utførelse:

Bruk av fiberduk skal vurderes av geoteknikker. Masser som ikke tilfredsstiller filterkriteriene mot bakenforliggende grunn, skal skilles fra denne med fiberduk.

Fylling skal vannes under utlegging.

Krav til maksimal nivåforskjell mellom overkant løsmasser i hver bruende er 1 m ved tilbakefylling mot konstruksjonen. Nivået måles forhold til overkant bruktekk.

Vertikale avgrensninger mellom ulike masser er teoretisk vist. Målet er angitt som minimumsmål for minste fraksjon. "Taggete" utførelsen med naturlig rasvinkel kan godtas.

- 1 Sprengsteinfylling -Håndbok V221, kap. 2.3.2.2 -fyllingshøyde > 6 m. Legges ut lagvis med lagtykkelse 1-3m. Hvert lag komprimeres. Massene kan bestå av sprengt stein med størstesteinstørrelse lik 2/3 av lagtykkelsen men med største sidekant <1,5 m. Det komprimeres med vibrerende vals i henhold til krav gitt i Figur 2-0-14.
- 2 Forkiling av sprengsteinsfylling med kult 22/120. Tykkelse 200 mm Komprimering til 98 % standard proctor.
- 3 150mm avrettingslag av pukk 0-22mm Komprimering til 98 % standard proctor.
- 4 50mm magerbetong.
- 5 Plastring Dmax=500mm, min. tykkelse 700 mm.

HENVISNINGER

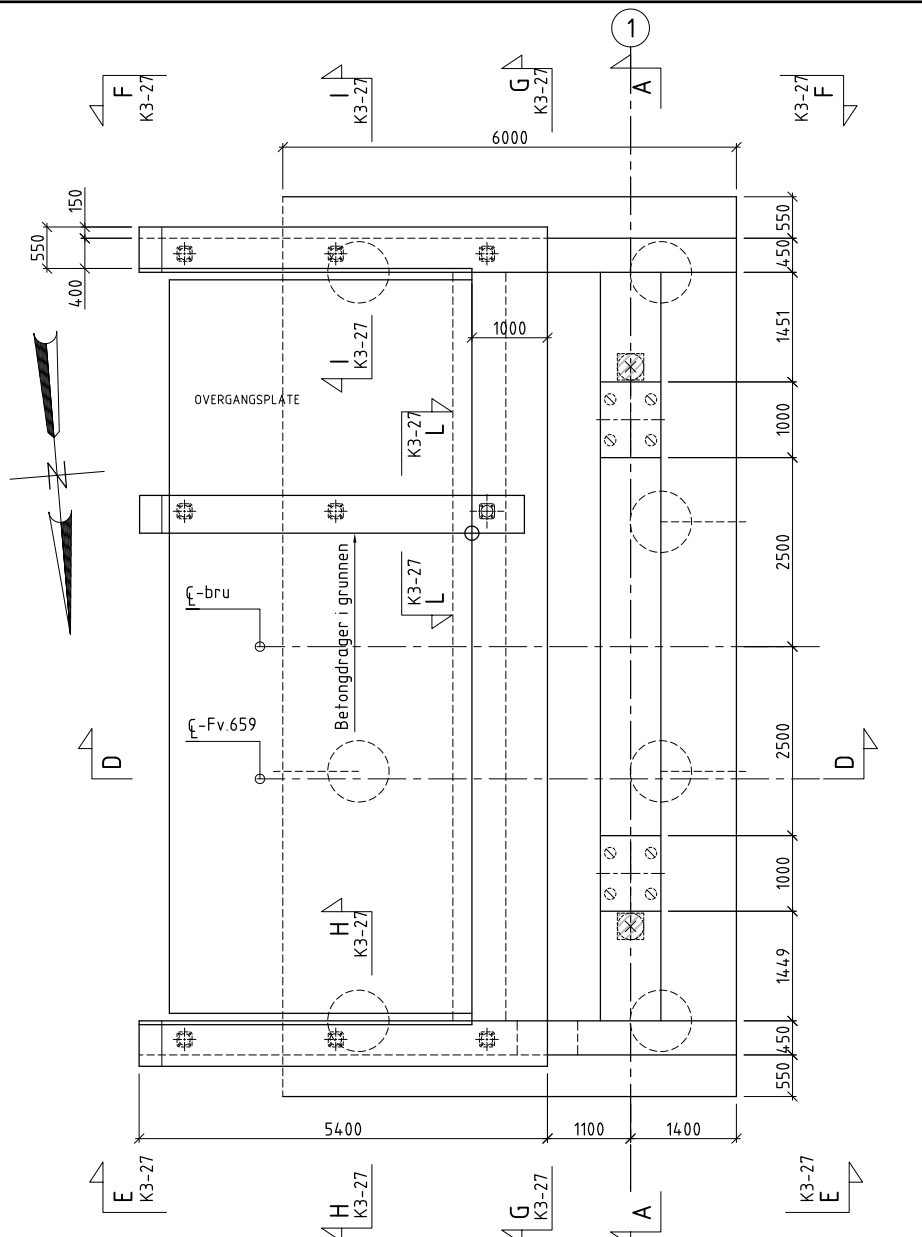
Tegning K3-11: Peler akse 1

Tegning K3-26: Landkar akse 1 1/2

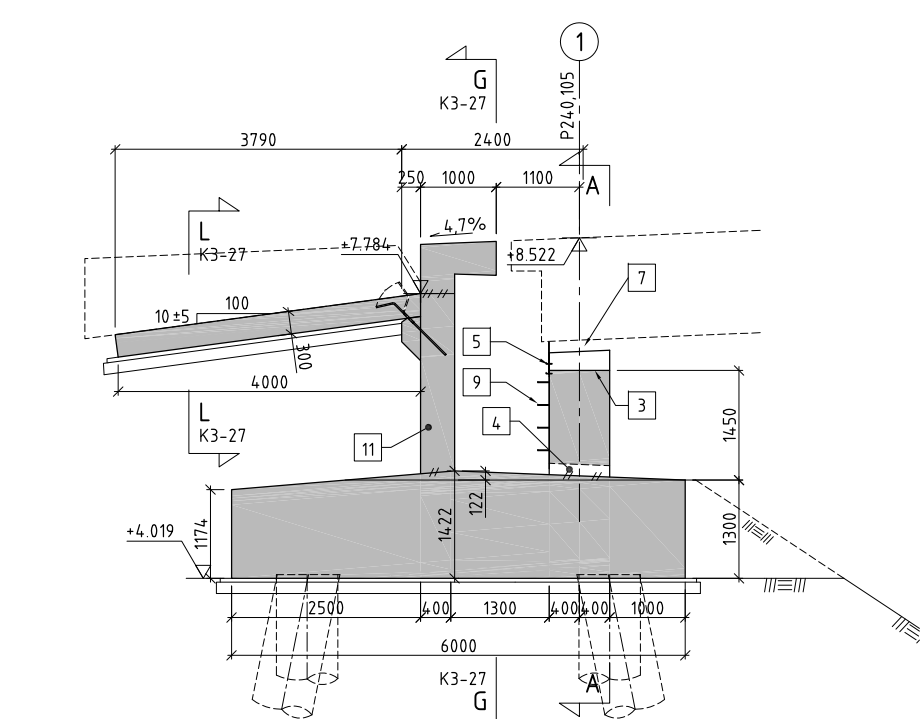
Tegning K3-27: Landkar akse 1 2/2

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

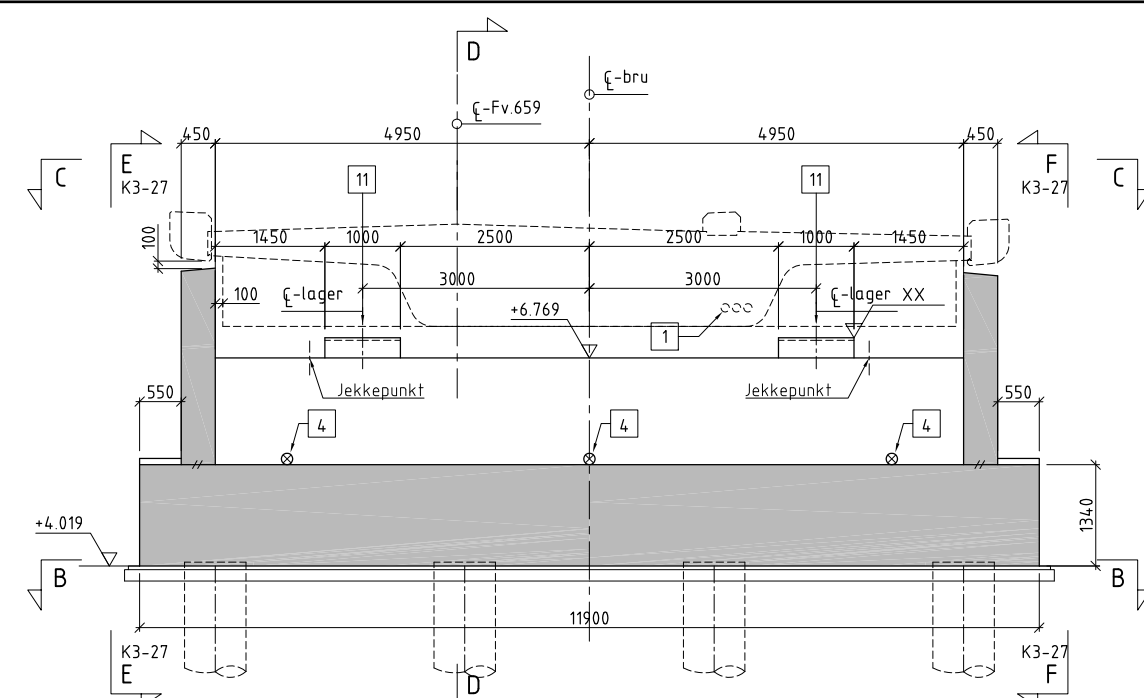
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Nørre	
		Produsert for		Region midt	
Fv. 659 HP 7, 240		Produsert av		Bru- og ferjekasseksjonen RM	
		Prosjektnummer		404622	
		PROJ-nummer		15F06598_001	
		Arkivreferanse		2014.10794.1	
		Byggeværksnummer		15-3063	
		Målestokk A1		som vist	
Tilbudstegning		Tegningsnummer /		revisjonsbøksstav	
Utarbeidet av	erianun	Godkjent av	erianun		
igarrpr				K3-25	



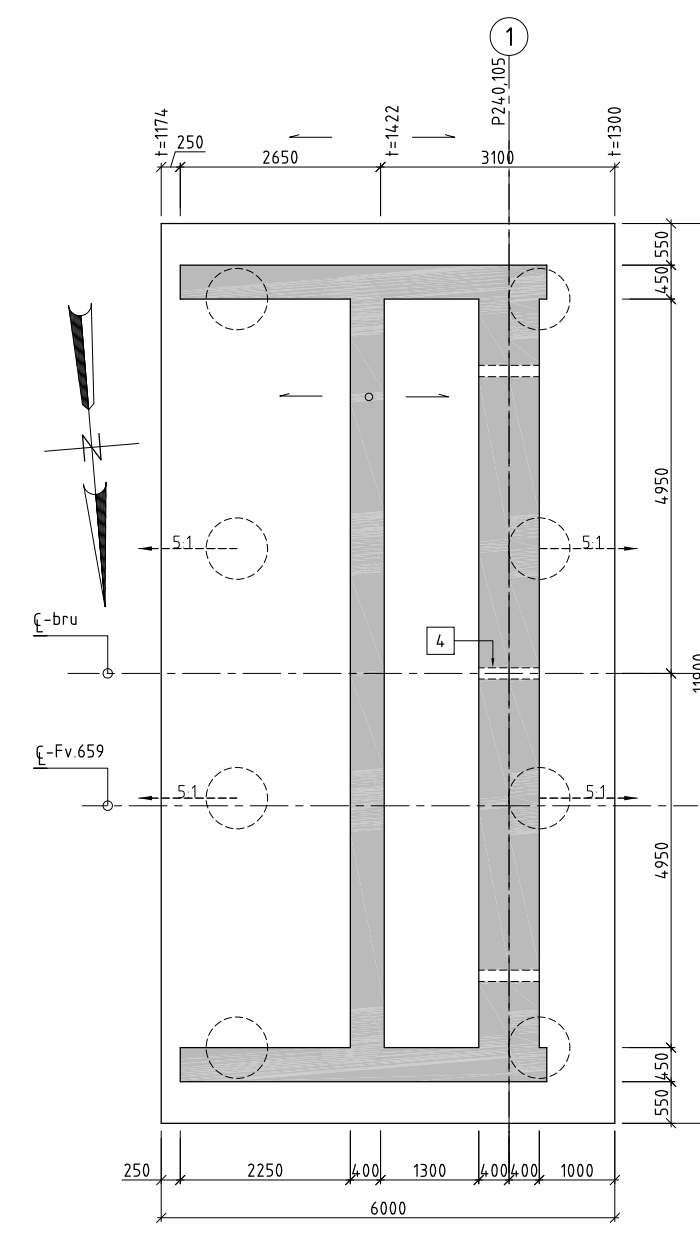
C PLAN
1:50



D SNITT
1:50
Fv.659



A SNITT
1:50
OPPRISS LANDKARHYLLE



B SNITT
1:50
FUNDAMENTPLAN

BEMERKNINGER

- BETONG/ARMERING**
- Utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670: 2009 +NA:2010
 - Nøyaktighetsklasse B iht. håndbok R762. Kantdragere utføres i nøyaktighetsklasse A.
 - Betongkvalitet: B45 SV-standard
 - Eksponeringsklasse Landkar: XF4, XS3 og XC2
 - Herdeklasse: Klasse 4 iht. NS-EN 13670
 - Bestandighetsklasse: MF40
 - Luftinnhold: 5,0% ± 1,5%
 - Tilslagstørrelse: D100=22 mm
 - Armering: B500NC, NS3576-3
- FORSKALING**
- Bordforskaling på alle synlige flater
 - Synlige hjørner avfases med 20 mm trekantlist.

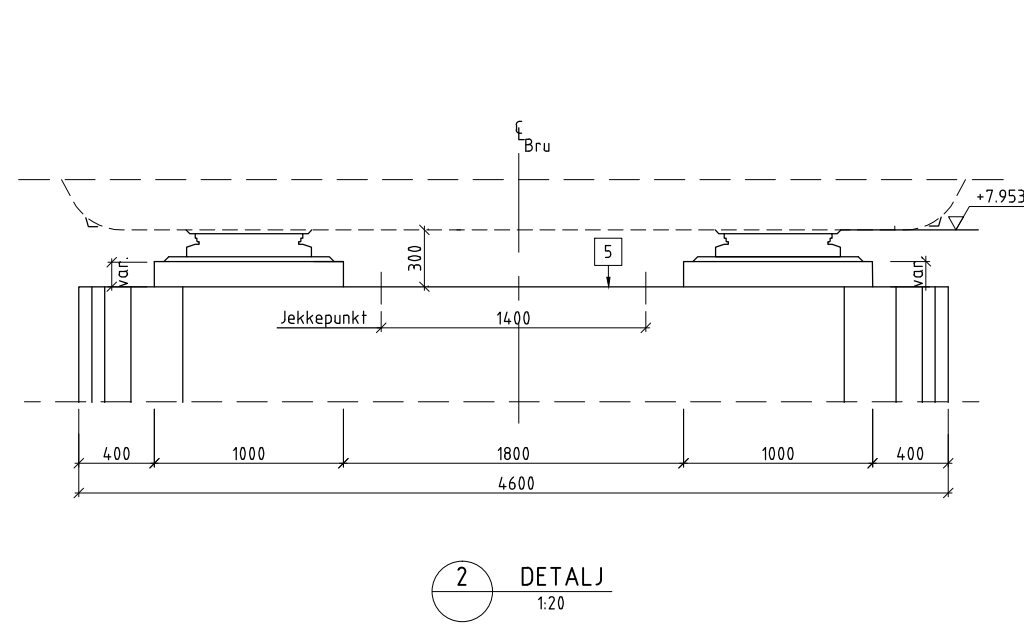
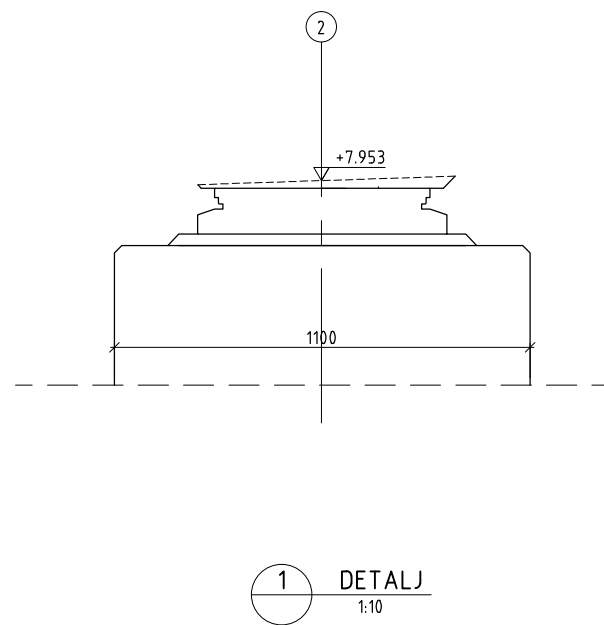
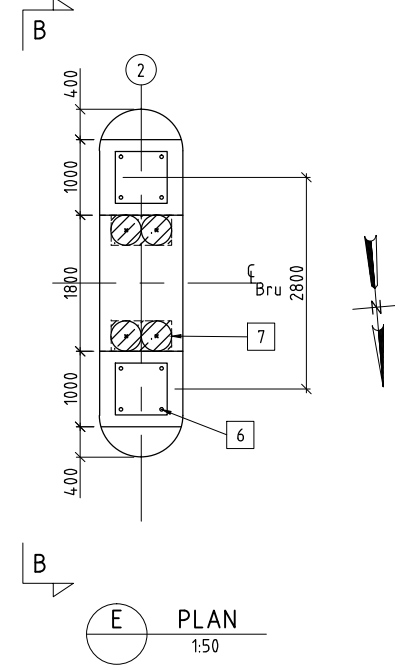
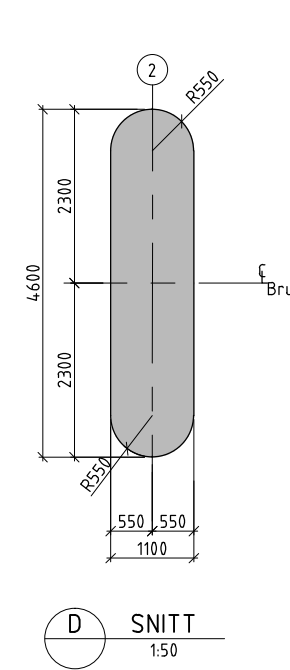
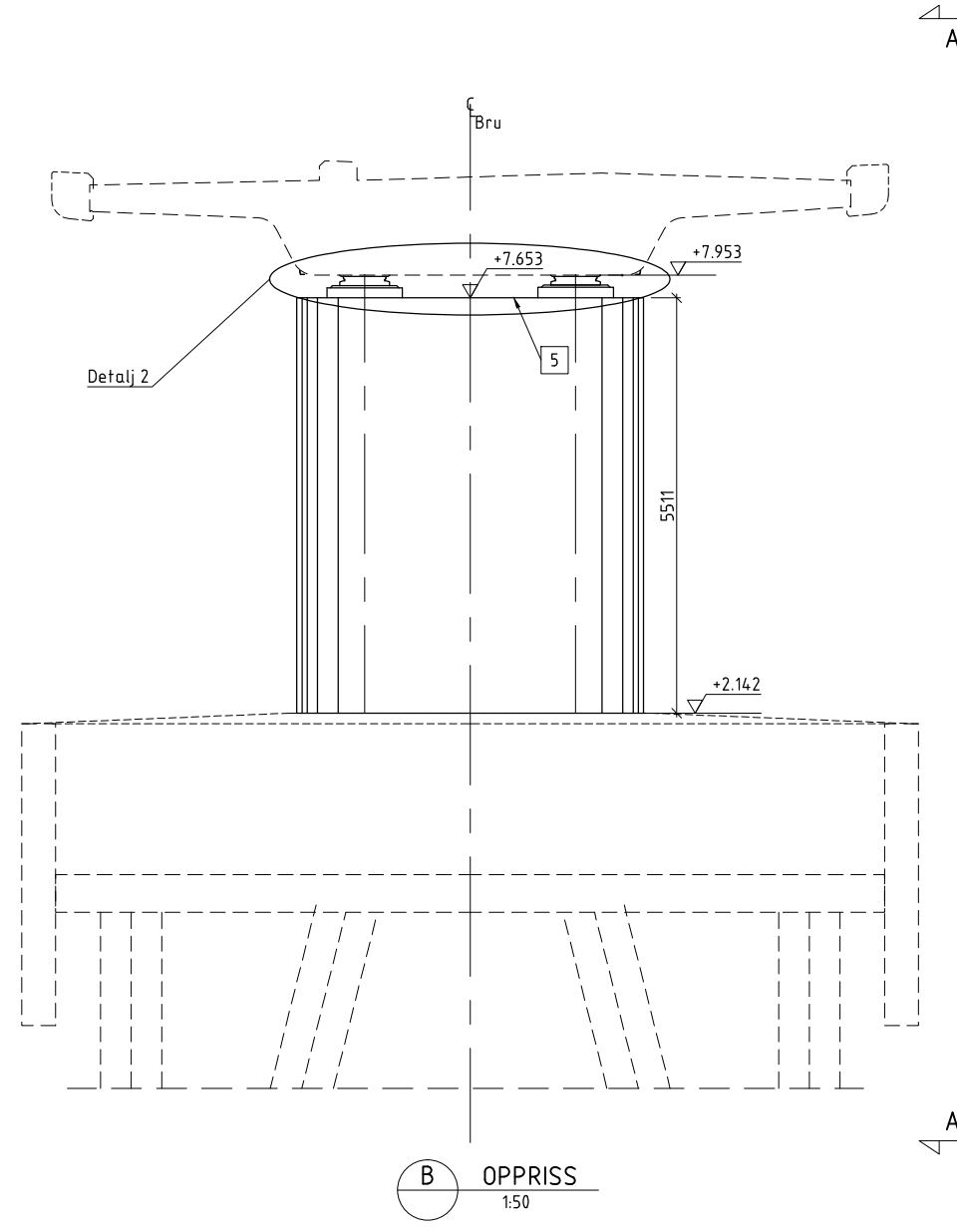
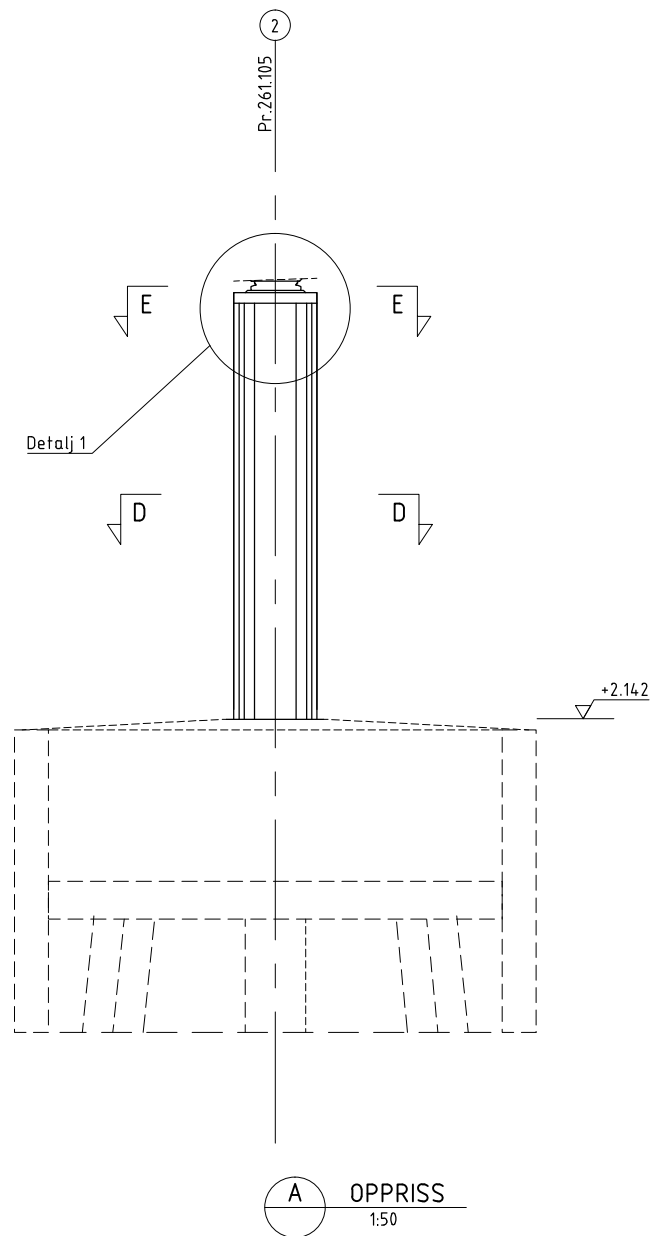
- 1 Trekkerør, ø110.
- 3 Horisontal hylle for jekking og lagerinspeksjon.
- 4 Utsparinger for vannavrenning. 3 stk. rør. Di=150mm, c/c 4000mm.
- 5 Rustfri stålplate t=4mm. Kvalitet NS-EN 10088, nr. 1.44.04. Festes med klebanker M10-A4-80 c/c 400. Muttere og skruer i samme rustfri kvalitet
- 7 Lager med utsparinger for lagerbolter 4 stk., antatt ø150x250mm. Understøp lagre 25mm.
- 9 Leider.
- 10 Minste areal for jekking 400x400mm.
- 11 Bakvegg støpes etter oppspenning av overbygningen.

HENVISNINGER

- Tegning K3-25: Fyllingsplan akse 1
- Tegning K3-11: Peler akse 1
- Tegning K3-27: Landkar akse 1 - 2/2
- Tegning K3-73: Fuge i akse 1
- Tegning K3-74: Avrenning under fuge i akse 1
- Tegning K3-75: Lagre og fuger
- Tegning K3-80: Armering landkar akse 1 1/2
- Tegning K3-81: Armering landkar akse 1 2/2

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Næra	
		Produsert for		Region midt	
		Produsert av		Bru- og ferjekasseksjonen RM	
		Prosjektnummer		404622	
		PROJ-nummer		15F06598_001	
		Arkivreferanse		2014.10794.1	
		Byggeværksnummer		15-3063	
		Målestokk A1		som vist	
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer / revisjonsbøksstav	
igorpr	eriaun	eriaun		K3-26	



MERKNADER

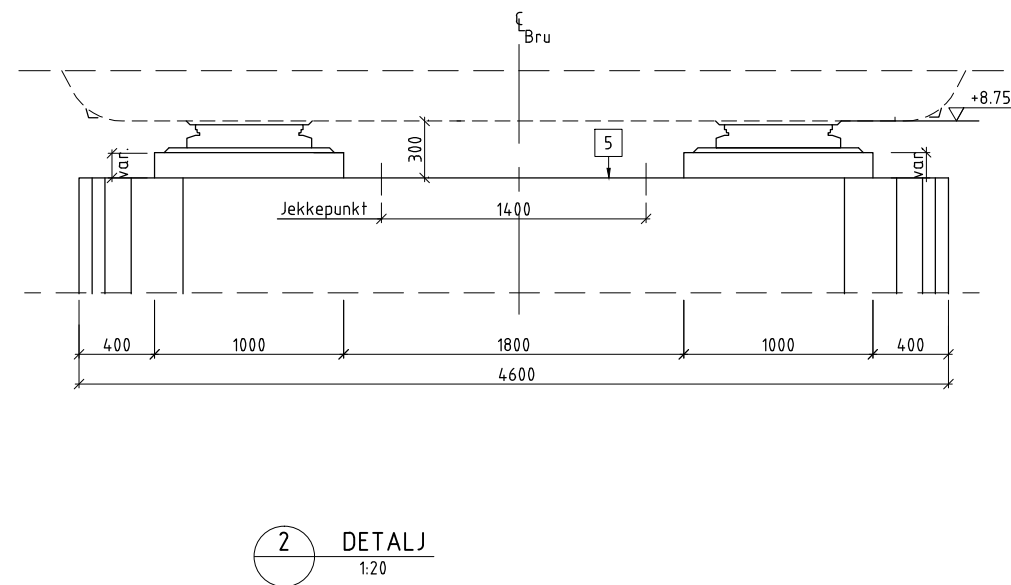
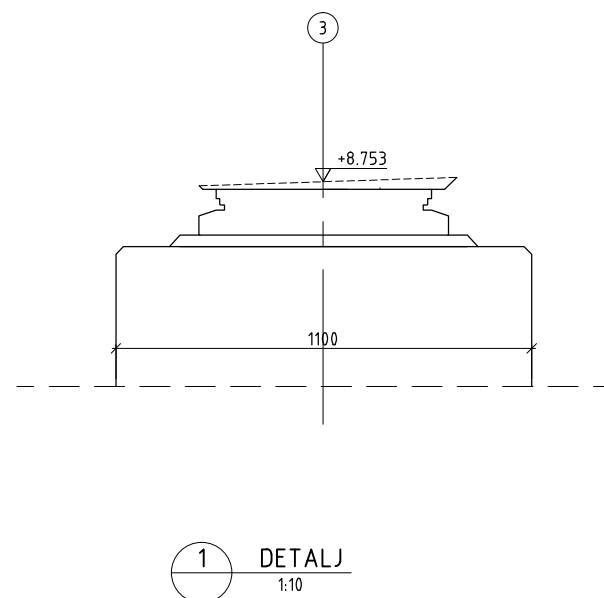
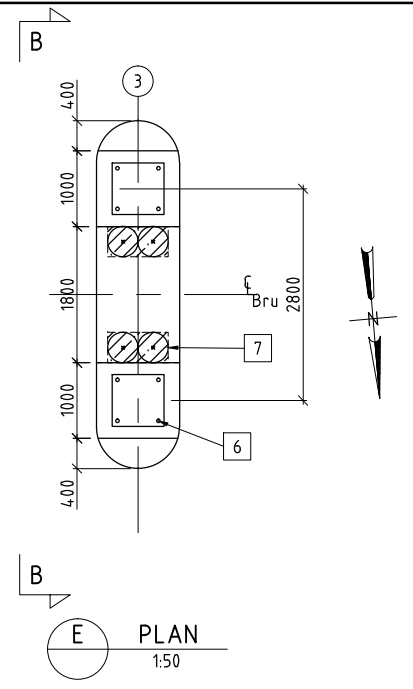
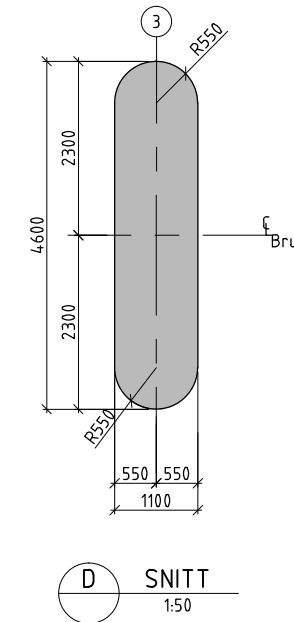
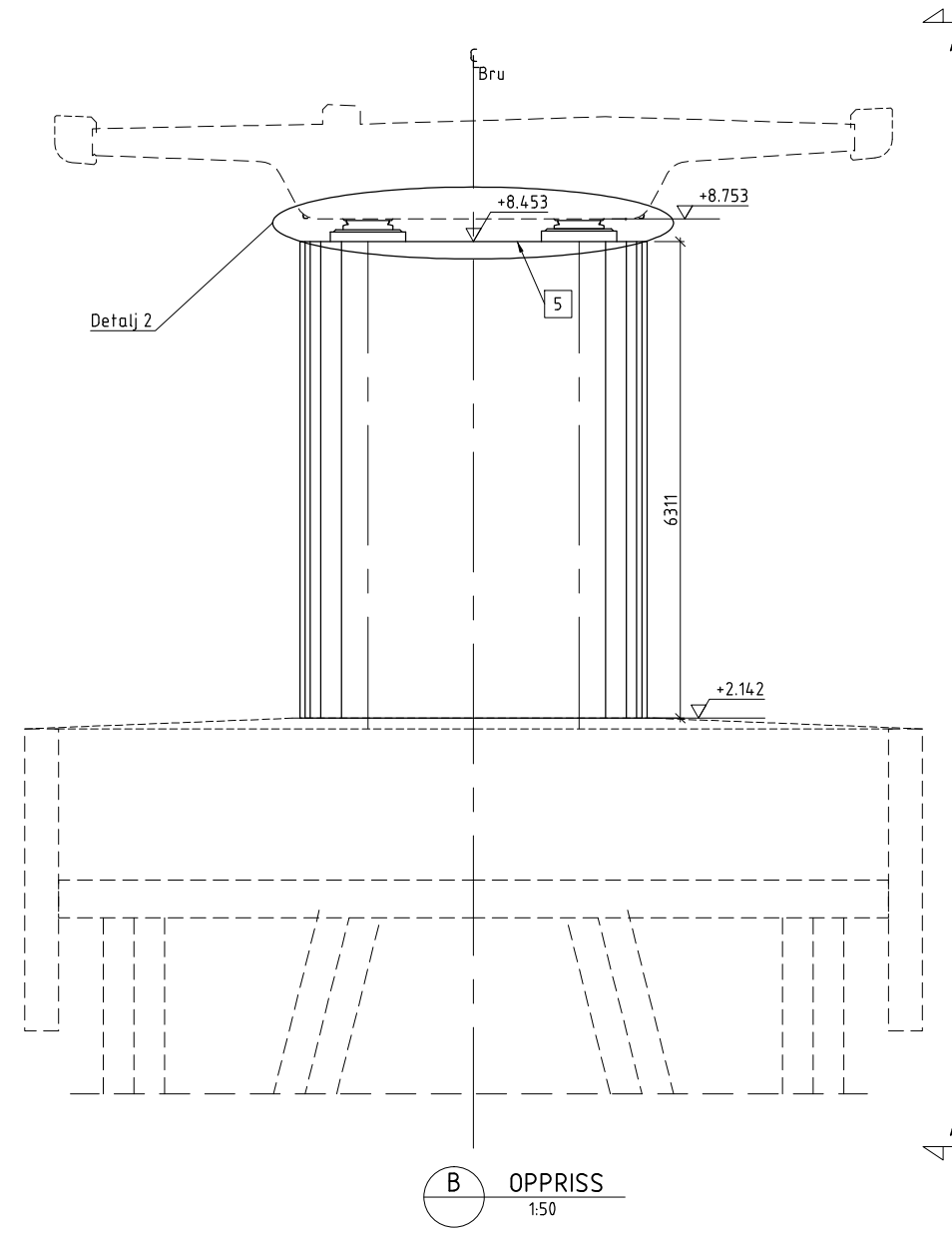
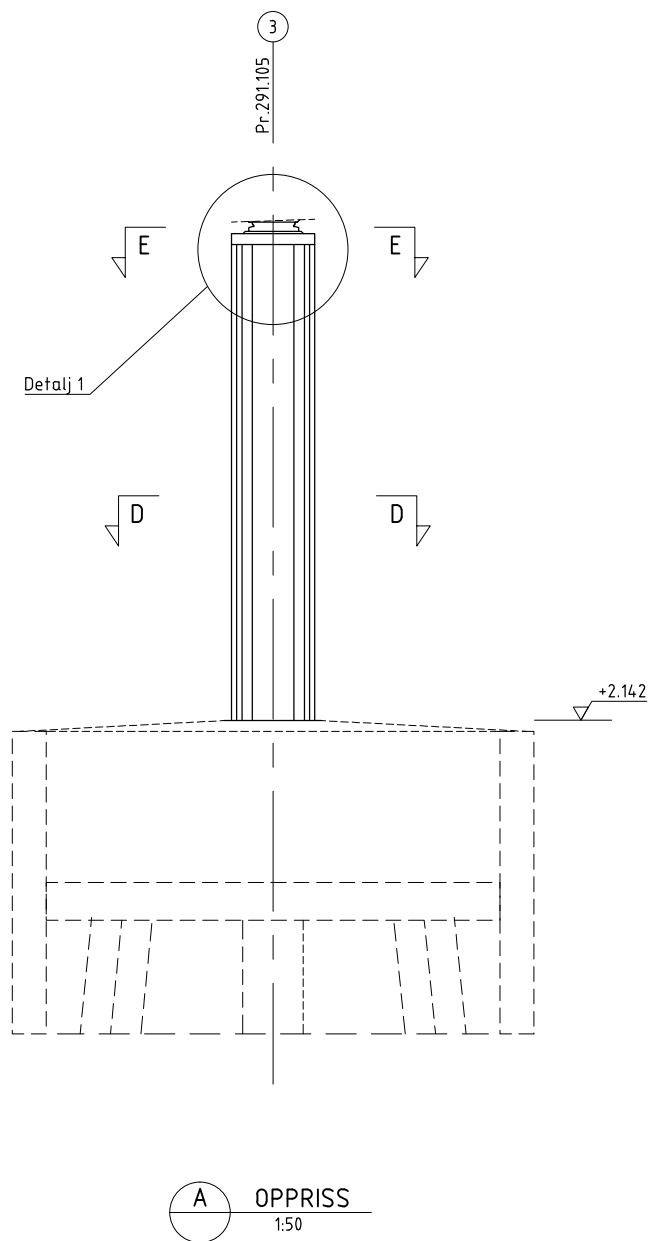
1. Utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010
2. Nøyaktighetsklasse B iht. Håndbok R762
3. Betongkvalitet: B45 SV-standard
4. Synlige hjørner avfases med 20 mm trekantlist.
5. Horizontal hylle for jekking og lagerinspeksjon
6. Utsparinger for lagerbolter (4 stk.). Detaljer, monteringsanvisninger samt nivå for ok lagerhylle vil bli angitt når lagertype er valgt.
7. Areal for jekking 400 x 800 mm. Jekkene plasseres inntil hverandre, og nærmest mulig lagrene.

HENVISNINGER

- Tegning K3-75: Lagre og fuger
 Tegning K3-21: Fundament, formtegning
 Tegning K3-84: Fundament, armering
 Tegning K3-87: Pilar, Armering
 Tegning K3-88: Pilar, detaljer, armering

Til teknisk delgodkjenning
 01.08.2015

Revisjon	Revisjonen gjelder	Uterb	Kontr	Godjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Næra	
		Produsert for		Region midt	
		Produsert av		Bru- og ferjekaiseksjonen RM	
Fv. 659 HP		Prosjektnummer		404622	
15-3063 Nordøyvegen - Bru 3		PRDF-nummer		15F0659B_001	
Pilar akse 2, Formtegning		Arkivreferanse		2014.10794.1	
Tilbudstegning		Byggesaksnummer		15-3063	
		Målestokk A1		som vist	
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer /	
endfor	iraurd	eriaun		revisjonsbehold	
				K3-32	



MERKNADER

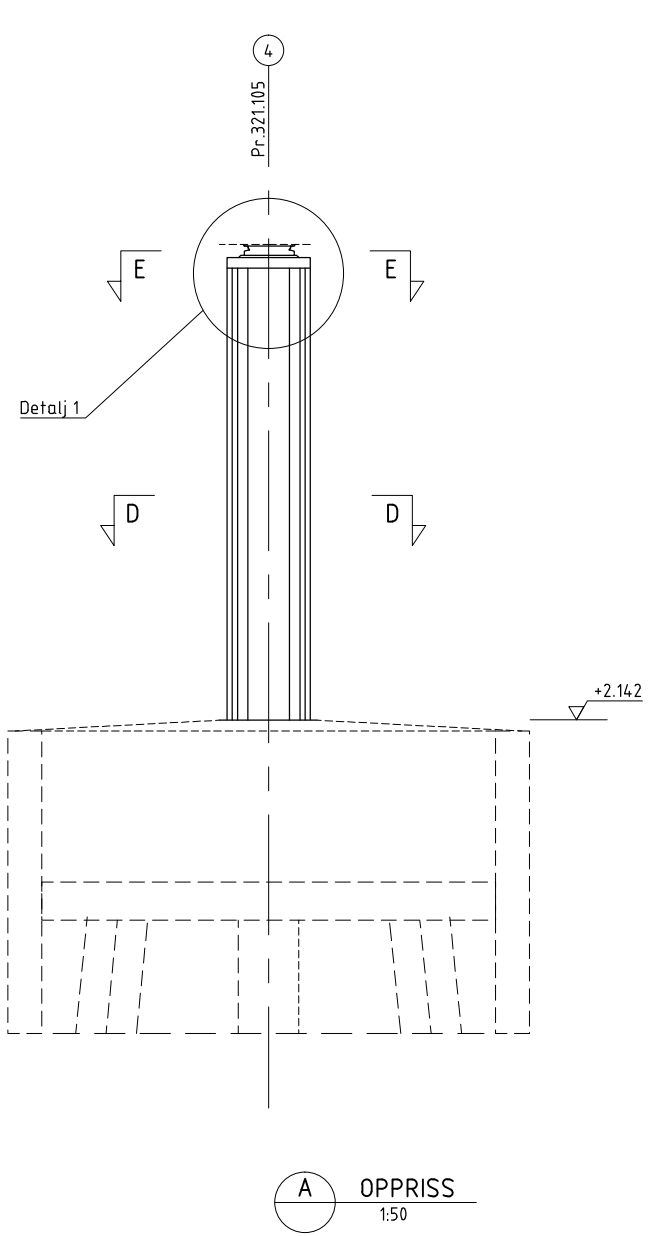
1. Utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010
2. Nøyaktighetsklasse B iht. Håndbok R762
3. Betongkvalitet: B45 SV-standard
4. Synlige hjørner avfases med 20 mm trekantlist.
5. Horizontal hylle for jekking og lagerinspeksjon
6. Utsparinger for lagerbolter (4 stk.). Detaljer, monteringsanvisninger samt nivå for ok lagerhylle vil bli angitt når lagertype er valgt.
7. Areal for jekking 400 x 800 mm. Jekkene plasseres inntil hverandre, og nærmest mulig lagrene.

HENVISNINGER

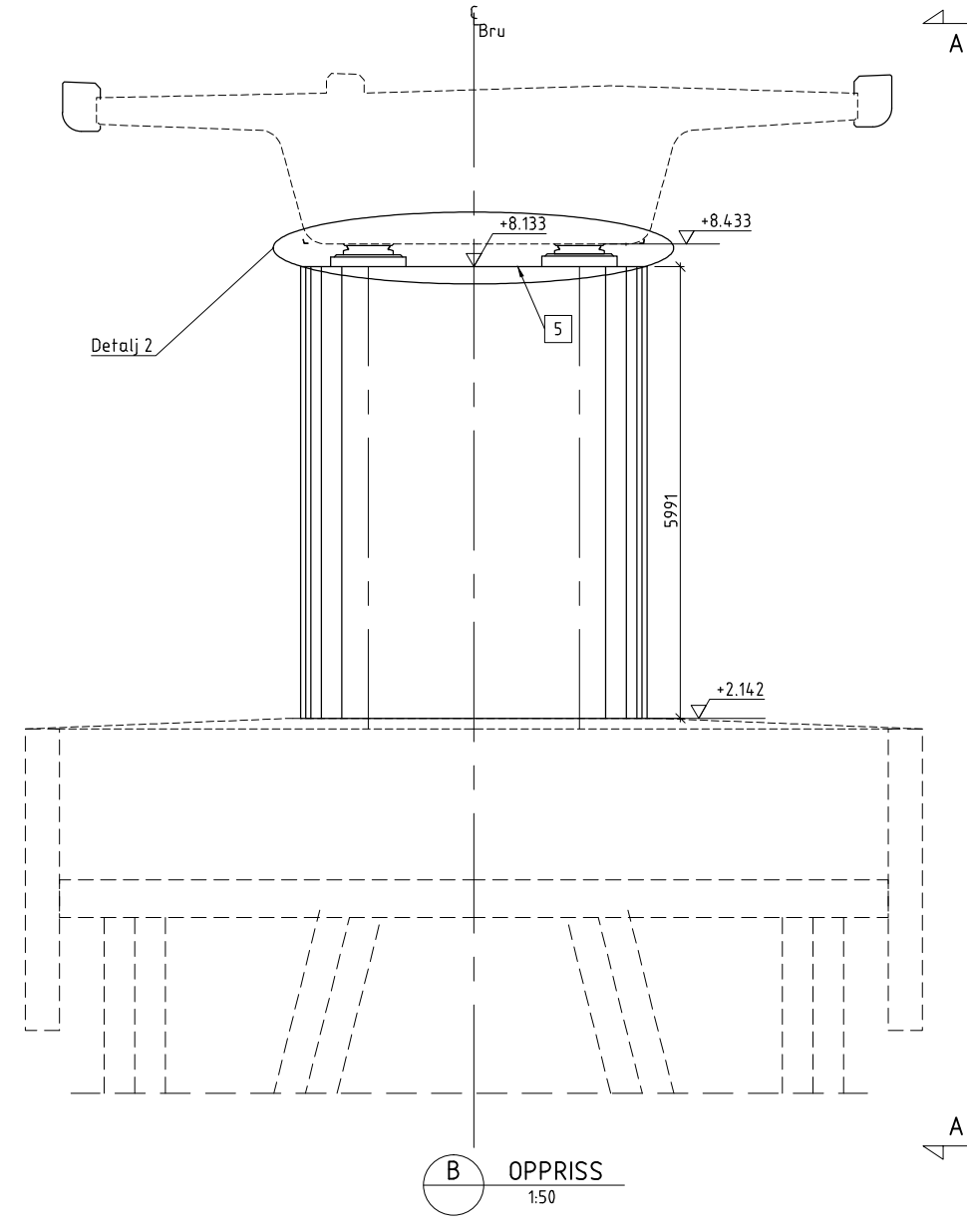
- Tegning K3-75: Lagre og fuger
- Tegning K3-21: Fundament, formtegnig
- Tegning K3-84: Fundament, armering
- Tegning K3-87: Pilar, Armering
- Tegning K3-88: Pilar, detaljer, armering

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

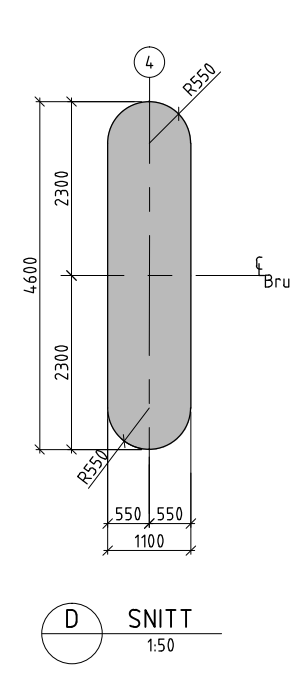
Revisjon	Revisjonen gjelder	Uterb	Kontr	Godjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Næra	
		Produsert for		Region midt	
		Produsert av		Bru- og ferjekaiseksjonen RM	
Fv. 659 HP		Prosjektnummer		404622	
15-3063 Nordøyvegen - Bru 3		PRDF-nummer		15F0659B_001	
Pilar akse 3, Formtegnig		Arkivreferanse		2014.10794.1	
		Byggesaksnummer		15-3063	
		Målestokk A1		som vist	
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godjent av	Konsulentarkiv		
endfor	iraurd	eriaun	Tegningsnummer /	revisjonsbeholdning	
				K3-33	



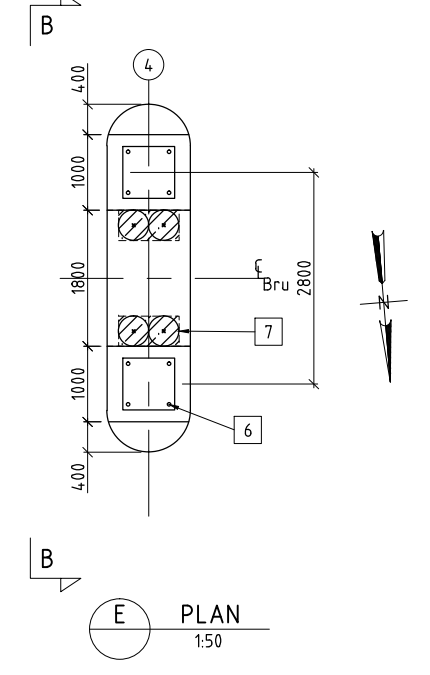
A OPPRISS
1:50



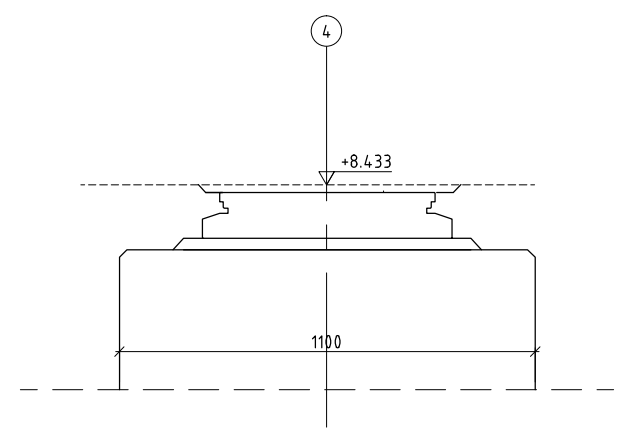
B OPPRISS
1:50



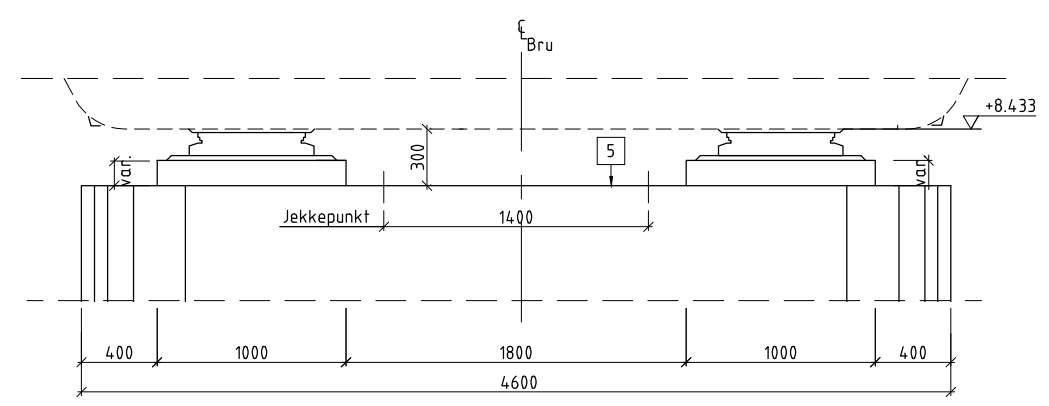
D SNITT
1:50



E PLAN
1:50



1 DETALJ
1:10



2 DETALJ
1:20

MERKNADER

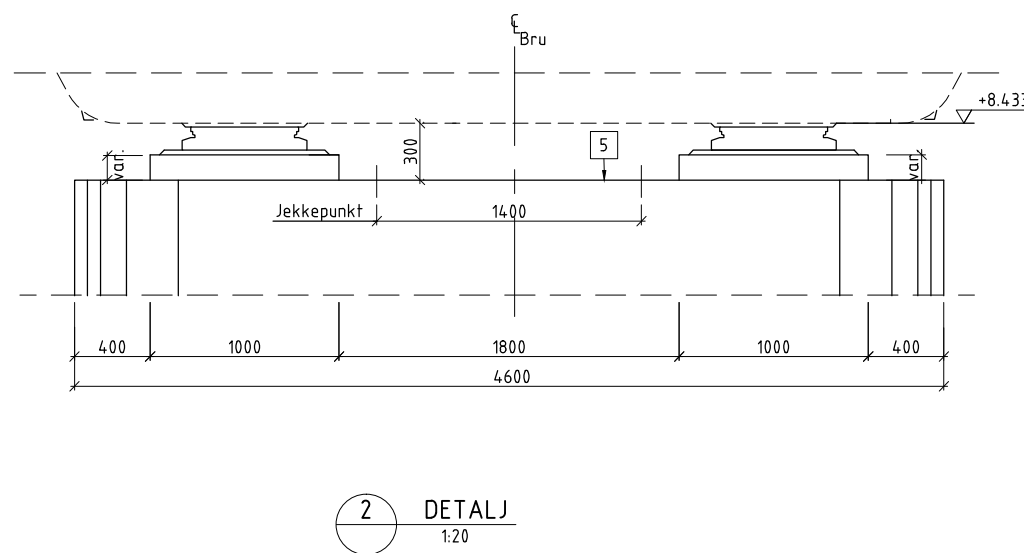
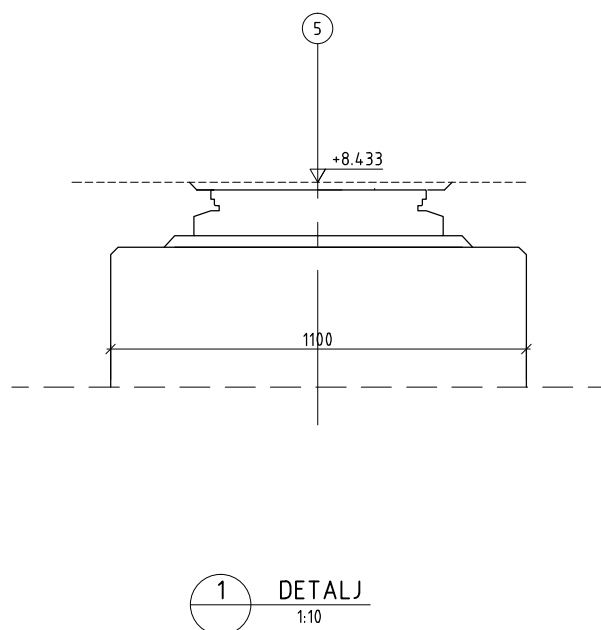
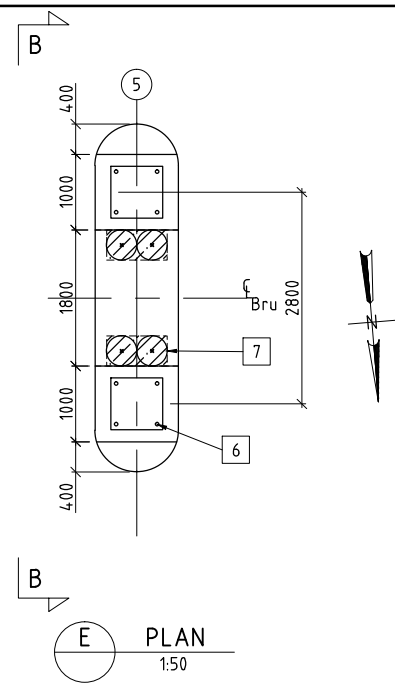
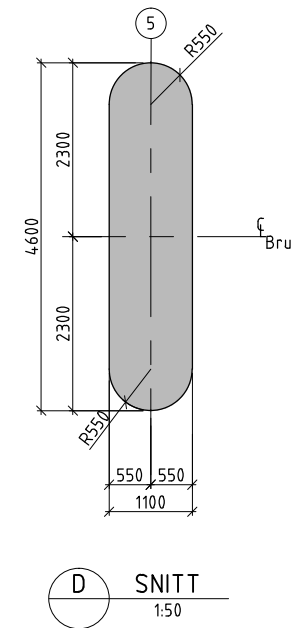
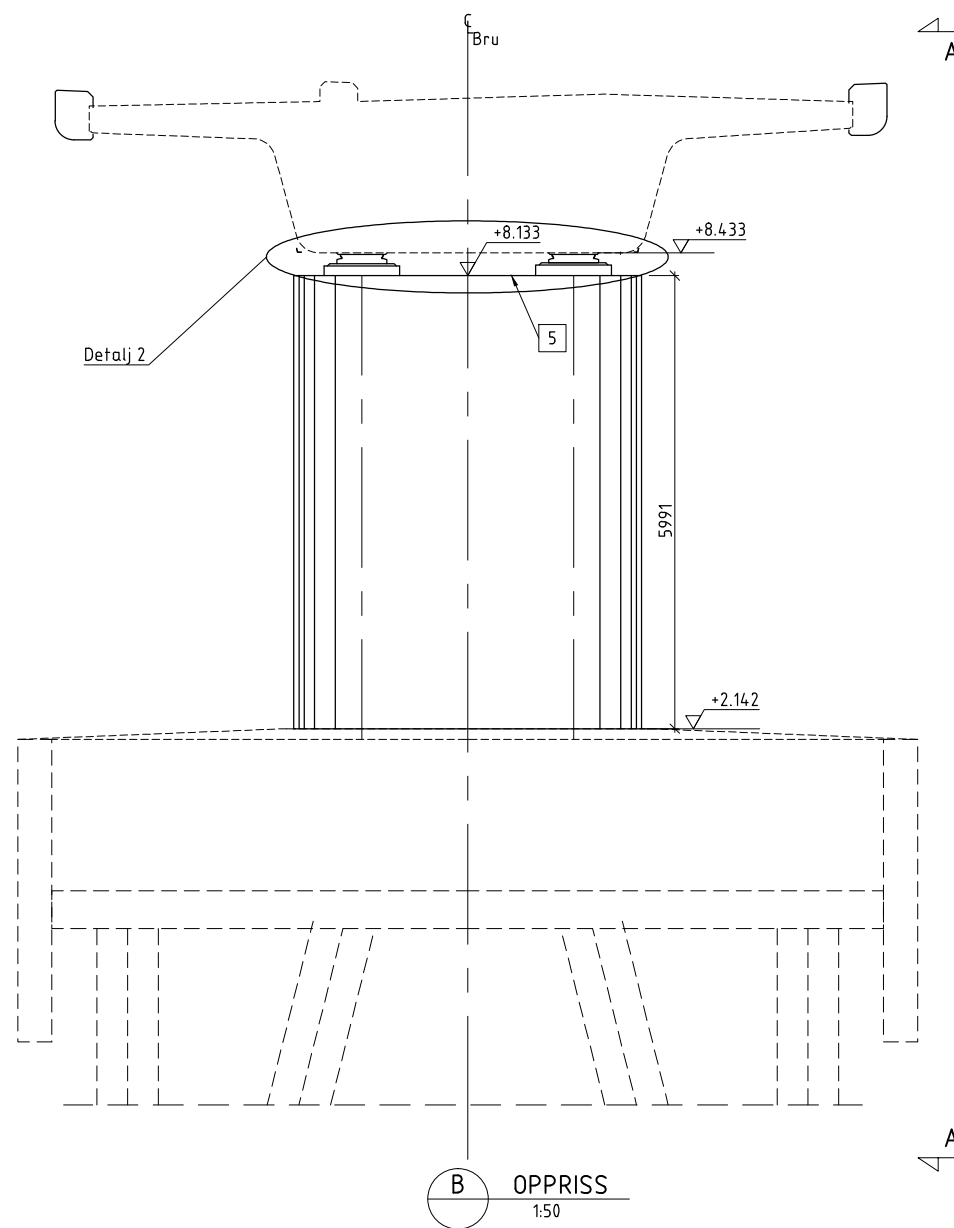
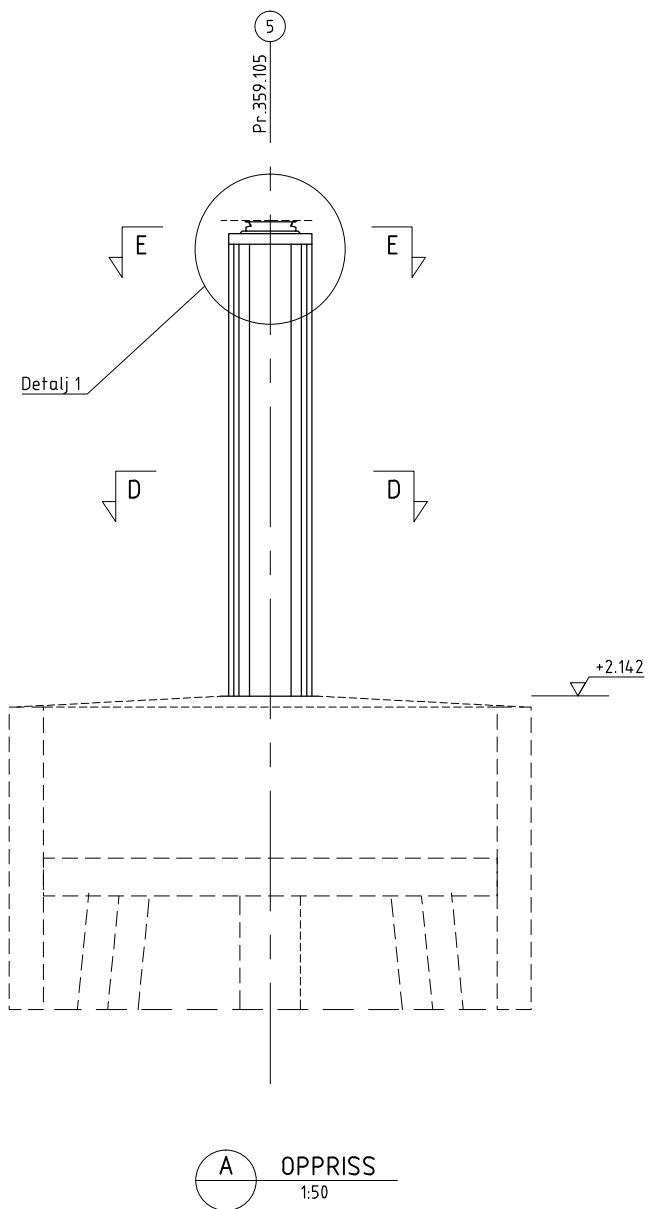
1. Utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010
2. Nøyaktighetsklasse B iht. Håndbok R762
3. Betongkvalitet: B45 SV-standard
4. Synlige hjørner avfases med 20 mm trekantlist.
5. Horizontal hylle for jekking og lagerinspeksjon
6. Utsparinger for lagerbolter (4 stk.). Detaljer, monteringsanvisninger samt nivå for ok lagerhylle vil bli angitt når lagertype er valgt.
7. Areal for jekking 400 x 800 mm. Jekkene plasseres inntil hverandre, og nærmest mulig lagrene.

HENVISNINGER

- Tegning K3-75: Lagre og fuger
- Tegning K3-21: Fundament, formtegning
- Tegning K3-84: Fundament, armering
- Tegning K3-87: Pilar, Armering
- Tegning K3-88: Pilar, detaljer, armering

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

Revisjon	Revisjonen gjelder	Uterb	Kontr	Godjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
Fv. 659 HP 15-3063 Nordøyvegen - Bru 3 Pilar akse 4, Formtegning		Bestiller		Marianne Næra	
		Produsert for		Region midt	
		Produsert av		Bru- og ferjekaiseksjonen RM	
		Prosjektnummer		404622	
		PRDF-nummer		15F0659B_001	
		Arkivreferanse		2014.10794.1	
		Byggesaksnummer		15-3063	
		Målestokk A1		som vist	
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer / revisjonsbeholdning	
endfor	iraurd	eriaun		K3-34	



MERKNADER

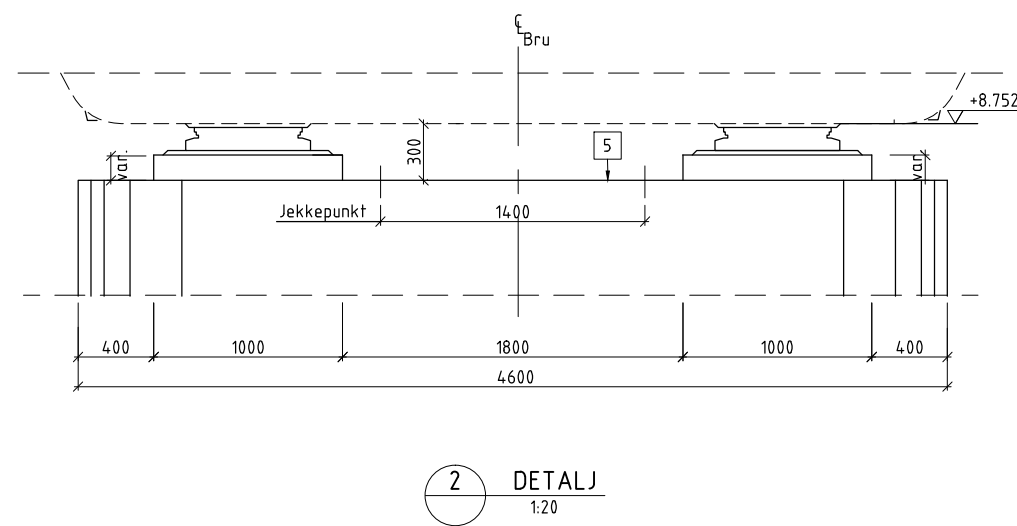
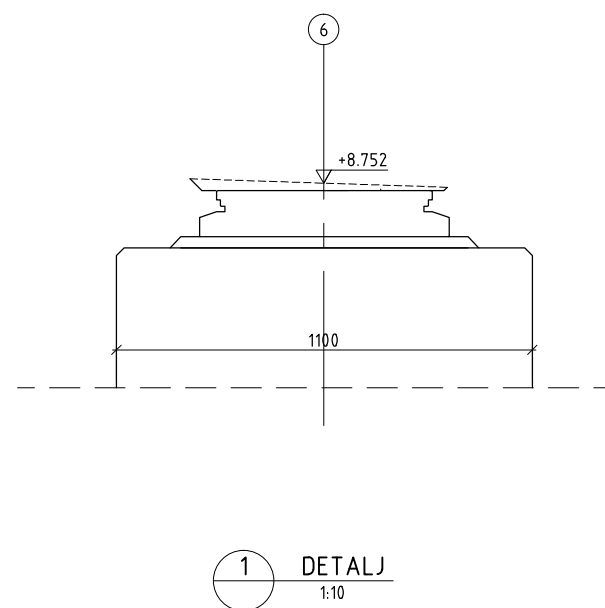
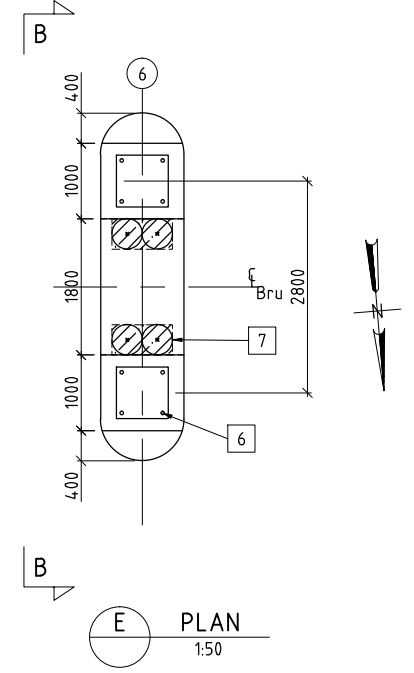
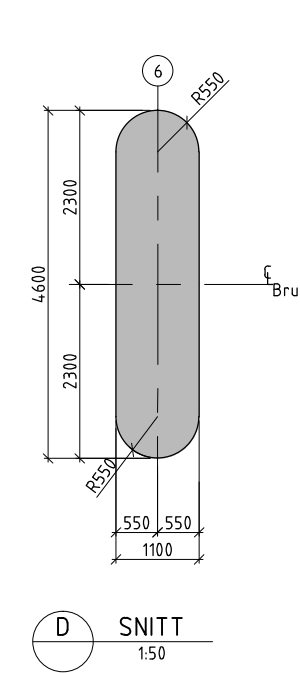
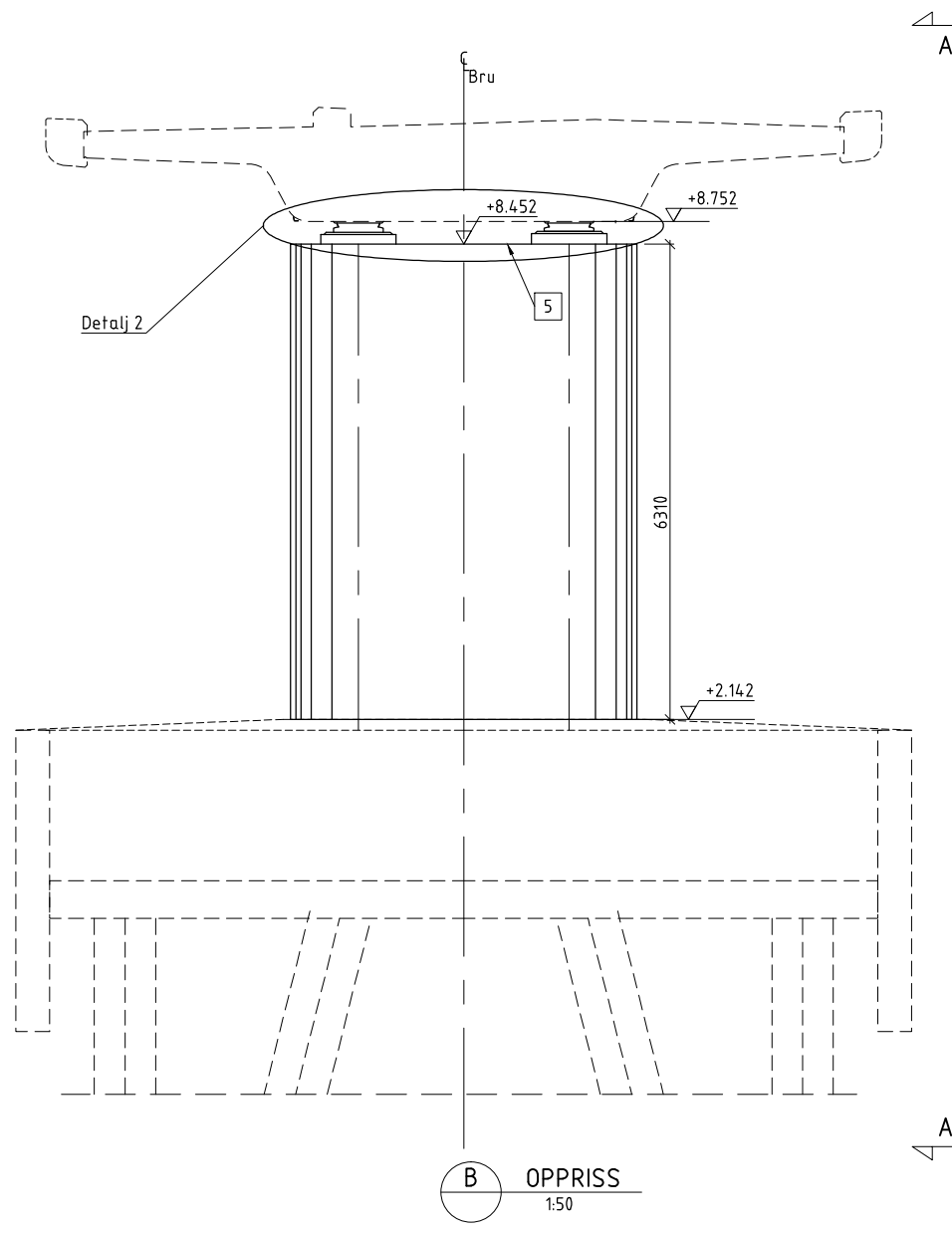
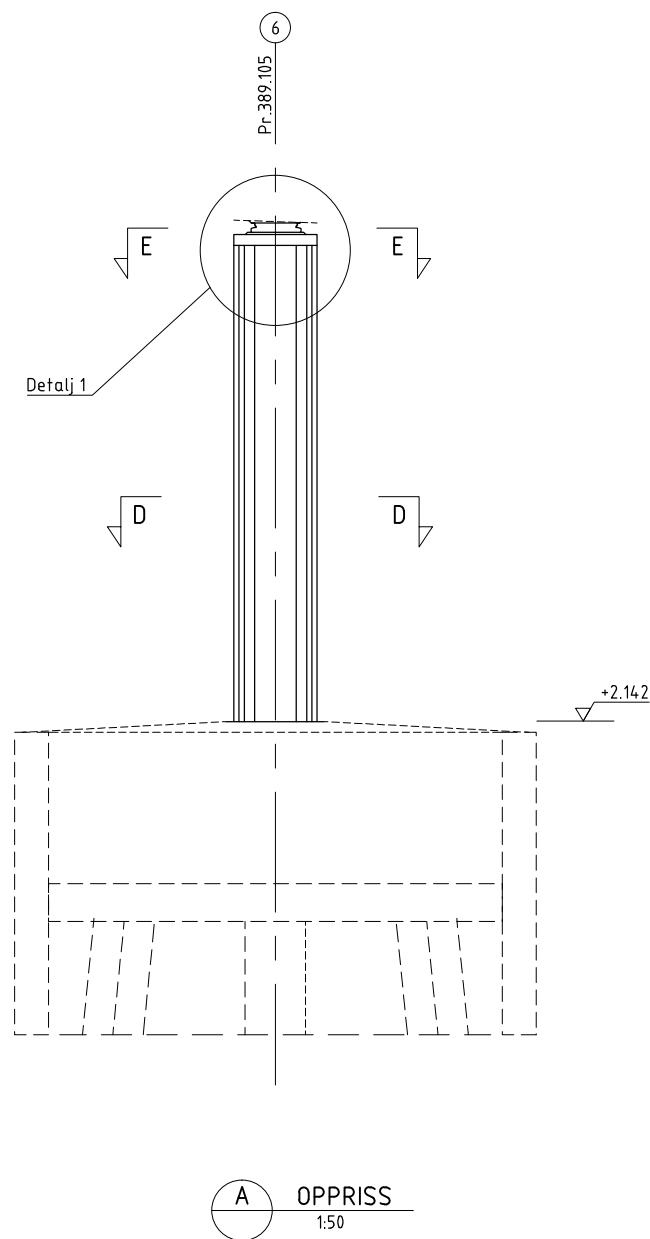
1. Utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010
2. Nøyaktighetsklasse B iht. Håndbok R762
3. Betongkvalitet: B45 SV-standard
4. Synlige hjørner avfases med 20 mm trekantlist.
5. Horizontal hylle for jekking og lagerinspeksjon
6. Utsparinger for lagerbolter (4 stk.). Detaljer, monteringsanvisninger samt nivå for ok lagerhylle vil bli angitt når lagertype er valgt.
7. Areal for jekking 400 x 800 mm. Jekkene plasseres inntil hverandre, og nærmest mulig lagrene.

HENVISNINGER

- Tegning K3-75: Lagre og fuger
 Tegning K3-21: Fundament, formtegning
 Tegning K3-84: Fundament, armering
 Tegning K3-87: Pilar, Armering
 Tegning K3-88: Pilar, detaljer, armering

Til teknisk delgodkjenning 01.08.2015

Revisjon	Revisjonen gjelder	Uterb	Kontr	Godjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
Bestiller Marianne Næra		Produsert for		Region midt	
Prosjekt Fv. 659 HP 15-3063 Nordøyvegen - Bru 3 Pilar akse 5, Formtegning		Prosjektnummer		404622	
		PRDF-nummer		15F0659B_001	
		Arkivreferanse		2014.10794.1	
		Byggesaksnummer		15-3063	
		Målestokk A1		som vist	
Utarbeidet av endfor		Kontrollert av iraurd		Godjent av eriaun	
		Tegningsnummer / revisjonsbeholdning		K3-35	



MERKNADER

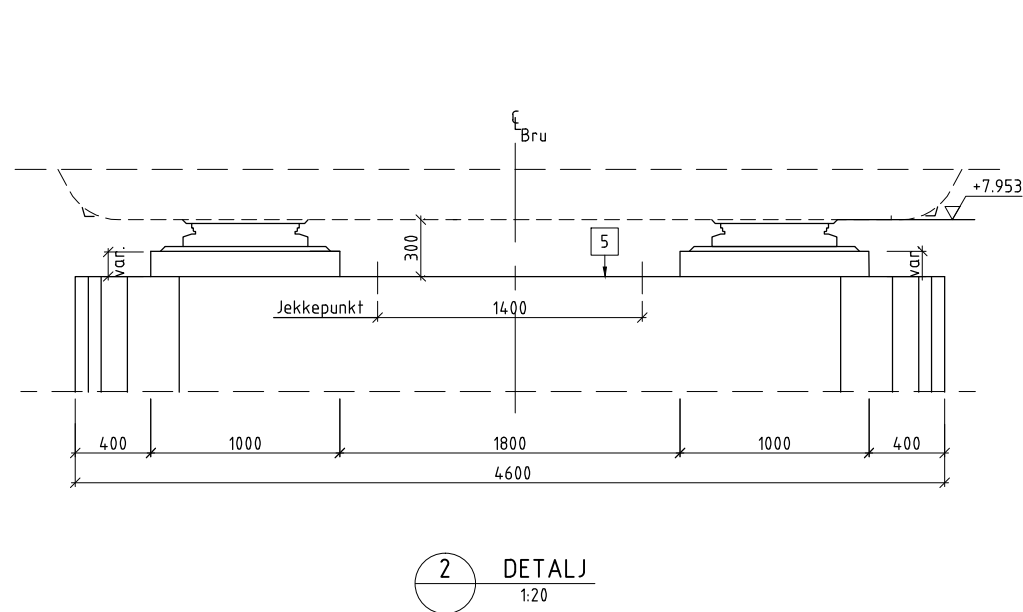
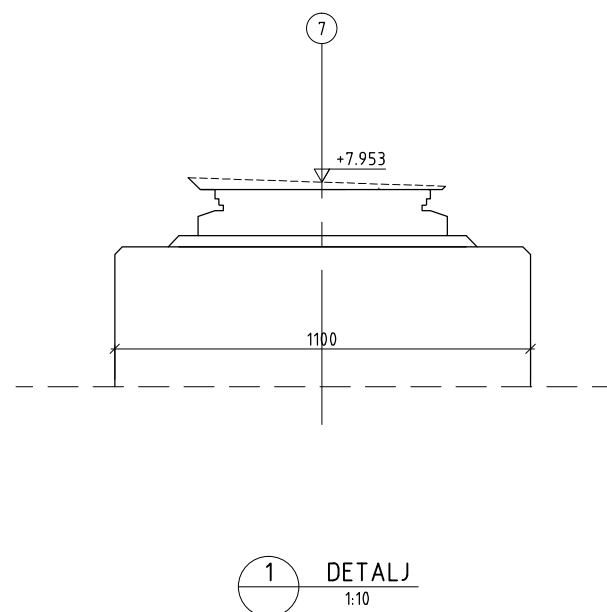
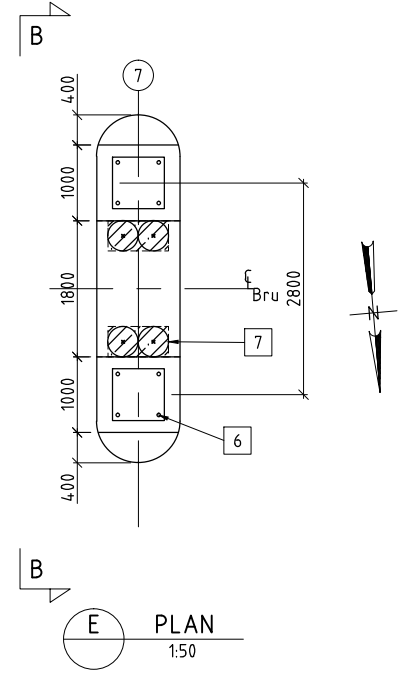
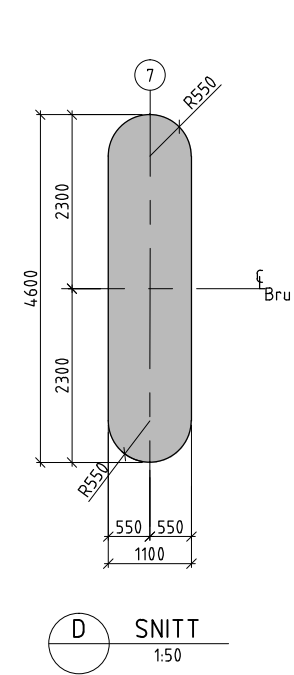
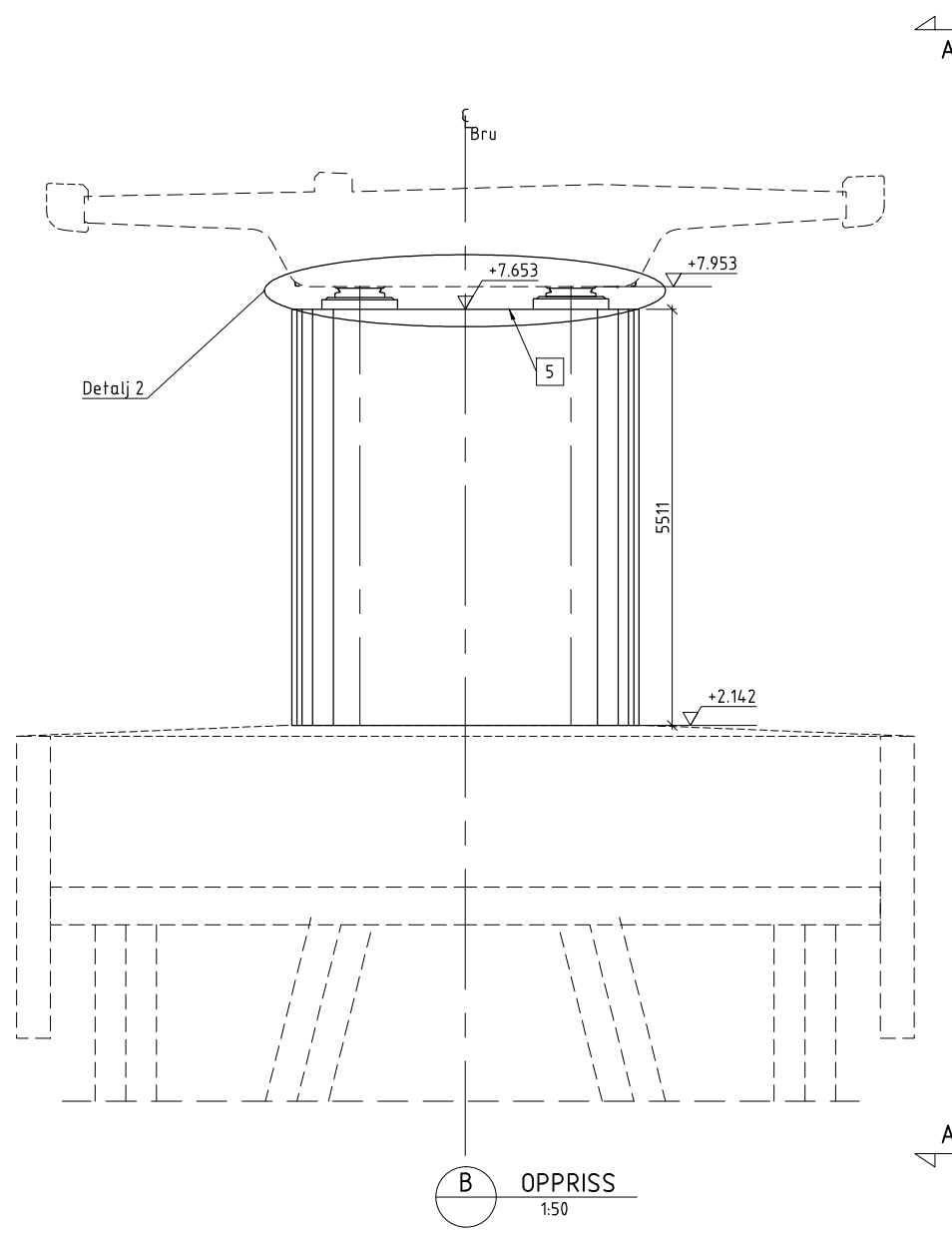
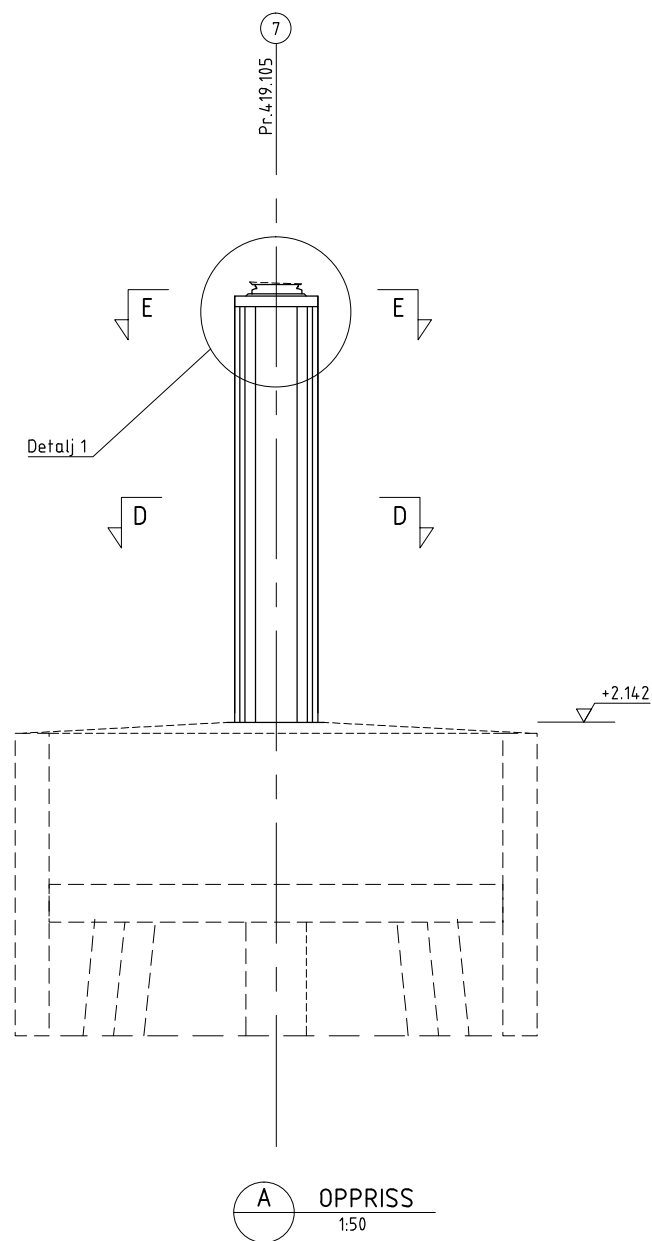
1. Utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010
2. Nøyaktighetsklasse B iht. Håndbok R762
3. Betongkvalitet: B45 SV-standard
4. Synlige hjørner avfases med 20 mm trekantlist.
5. Horizontal hylle for jekking og lagerinspeksjon
6. Utsparinger for lagerbolter (4 stk.). Detaljer, monteringsanvisninger samt nivå for ok lagerhylle vil bli angitt når lagertype er valgt.
7. Areal for jekking 400 x 800 mm. Jekkene plasseres inntil hverandre, og nærmest mulig lagrene.

HENVISNINGER

- Tegning K3-75: Lagre og fuger
 Tegning K3-21: Fundament, formtegning
 Tegning K3-84: Fundament, armering
 Tegning K3-87: Pilar, Armering
 Tegning K3-88: Pilar, detaljer, armering

Til teknisk delgodkjenning
 01.08.2015

Revisjon	Revisjonen gjelder	Uterb	Kontr	Godjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Næra	
		Produsert for		Region midt	
		Produsert av		Bru- og ferjekaiseksjonen RM	
Fv. 659 HP		Prosjektnummer		404622	
15-3063 Nordøyvegen - Bru 3		PRDF-nummer		15F0659B_001	
Pilar akse 6, Formtegning		Arkivreferanse		2014.10794.1	
Tilbudstegning		Byggesaksnummer		15-3063	
		Målestokk A1		som vist	
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer /	
endfor	iraurd	eriaun		revisjonsbeholdt	
				K3-36	



MERKNADER

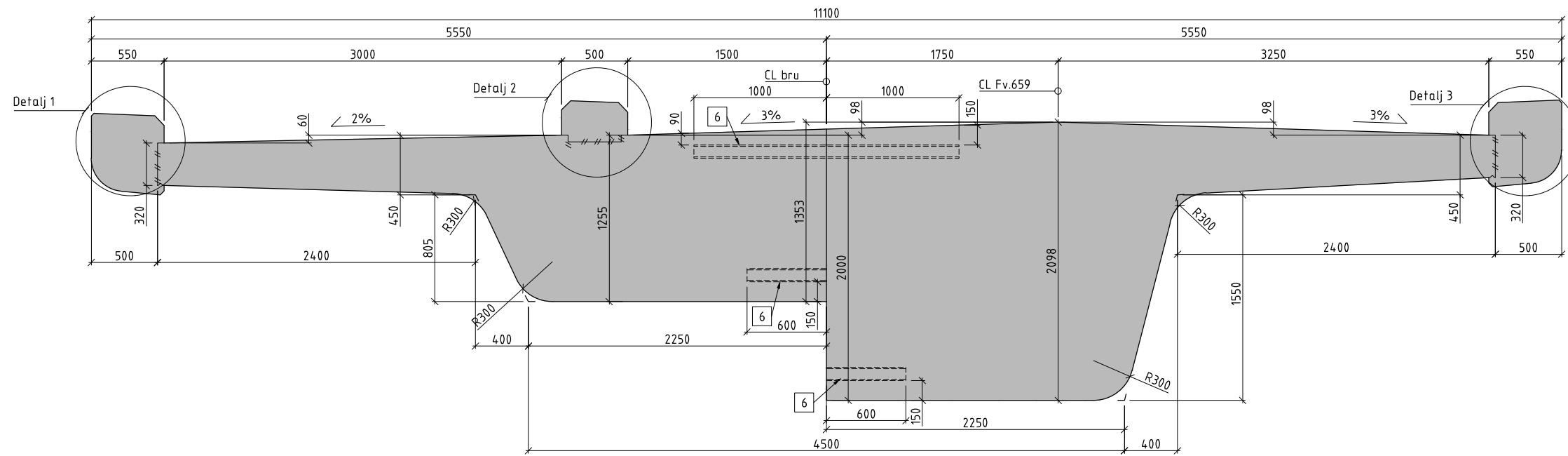
1. Utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010
2. Nøyaktighetsklasse B iht. Håndbok R762
3. Betongkvalitet: B45 SV-standard
4. Synlige hjørner avfases med 20 mm trekantlist.
5. Horizontal hylle for jekking og lagerinspeksjon
6. Utsparinger for lagerbolter (4 stk.). Detaljer, monteringsanvisninger samt nivå for ok lagerhylle vil bli angitt når lagertype er valgt.
7. Areal for jekking 400 x 800 mm. Jekkene plasseres inntil hverandre, og nærmest mulig lagrene.

HENVISNINGER

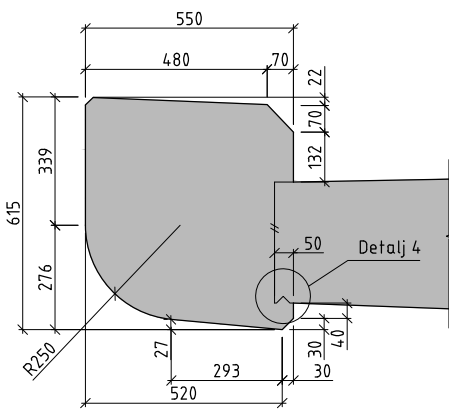
- Tegning K3-75: Lagre og fuger
 Tegning K3-21: Fundament, formtegning
 Tegning K3-84: Fundament, armering
 Tegning K3-87: Pilar, Armering
 Tegning K3-88: Pilar, detaljer, armering

Til teknisk delgodkjenning
 01.08.2015

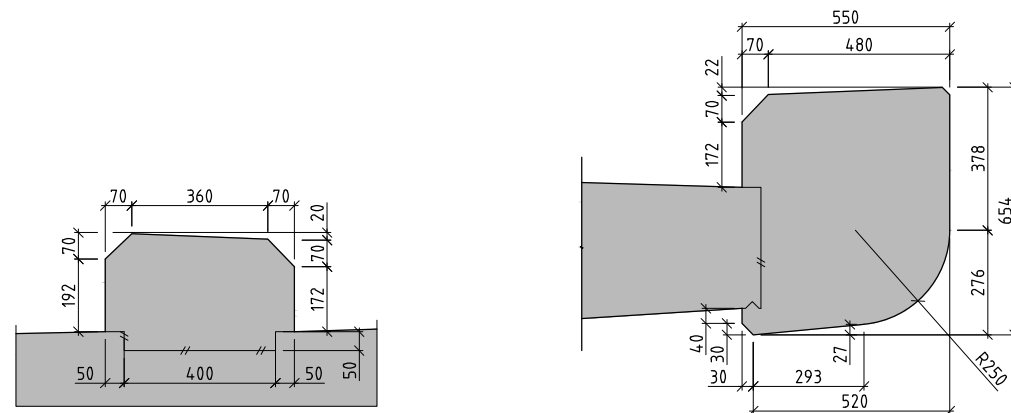
Revisjon	Revisjonen gjelder	Uterb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
Fv. 659 HP 15-3063 Nordøyvegen - Bru 3 Pilar akse 7, Formtegning		Bestiller		Marianne Næra	
		Produsert for		Region midt	
		Produsert av		Bru- og ferjekaiseksjonen RM	
		Prosjektnummer		404622	
		PRDF-nummer		15F0659B_001	
		Arkivreferanse		2014.10794.1	
		Byggsakernummer		15-3063	
		Målestokk A1		som vist	
Utarbeidet av		Kontrollert av		Godkjent av	
endfor		iraurd		eriaun	
		Konsulentarkiv		Tegningsnummer /	
		revisjonsbehold		K3-37	



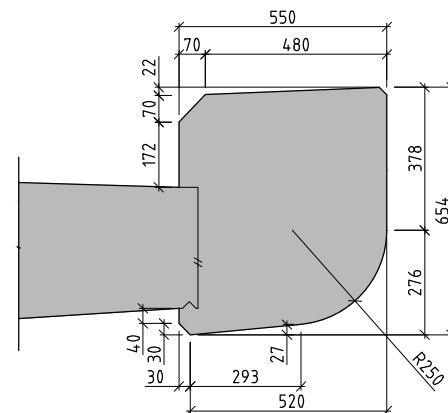
TVERRSNITT BRUPLATE
1:20



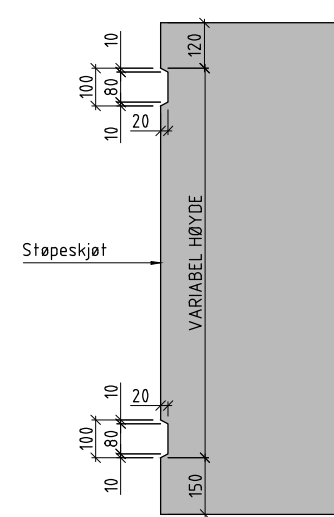
1 DETALJ
1:10



2 DETALJ
1:10

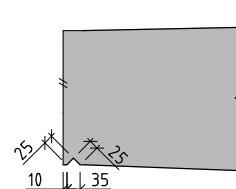


3 DETALJ
1:10

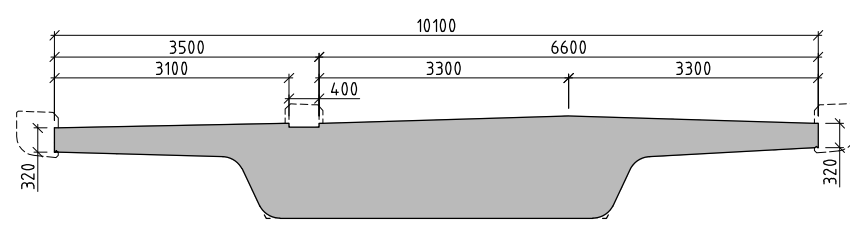


5 DETALJ
1:10

DRYPPNESE BYGGETILSTAND



4 DETALJ
1:10



TVERRSNITT BRUPLATE BYGGEFASE
1:50

MERKNADER

1. Utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010
2. Nøyaktighetsklasse B iht. håndbok R762. Kantdragere utføres i nøyaktighetsklasse A.
3. Betongkvalitet B45 SV-standard
4. Synlige hjørner avfases med 20 mm trekantlist.
5. Belegning er ikke vist.

- 6 Fortanning i støpeskjøter.
Overkant: 2 meter lang
Underkant: 1,2 meter lang. Se detalj 5.

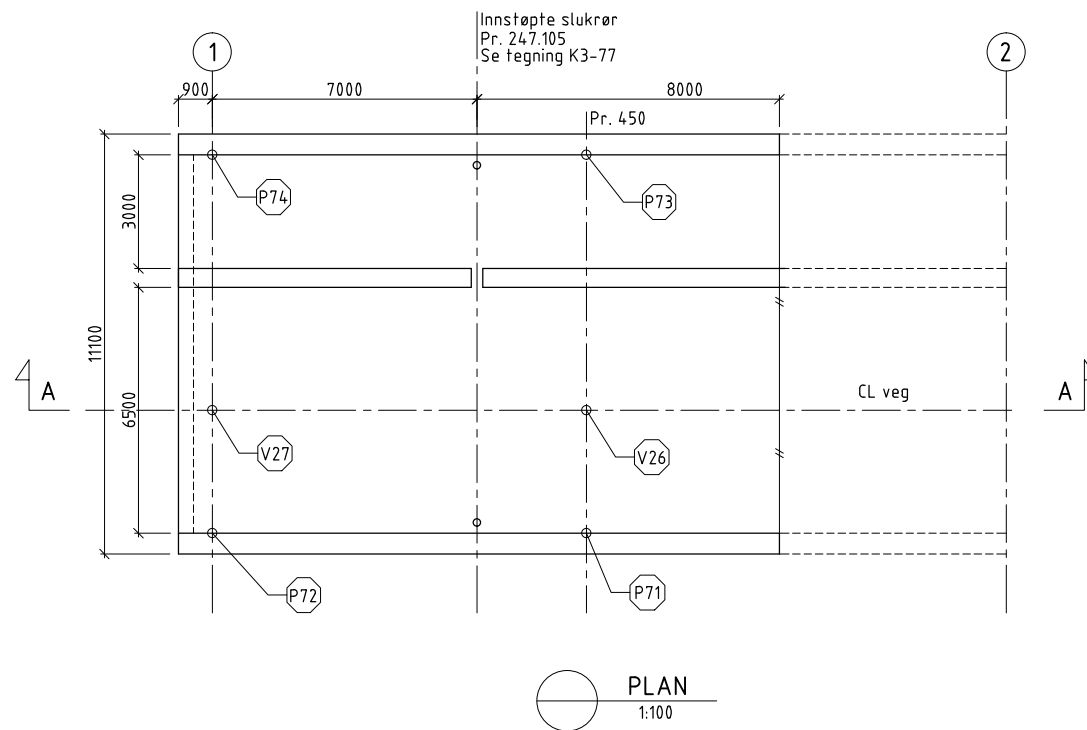
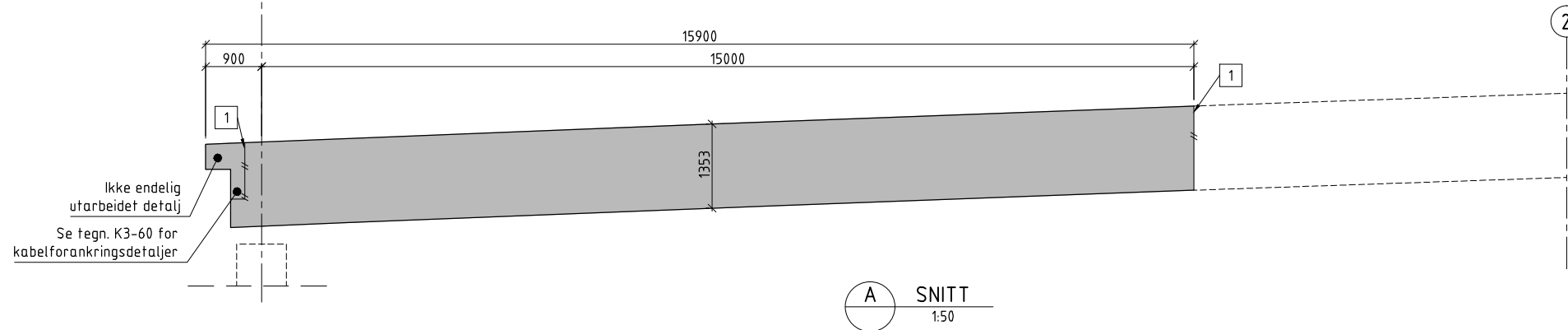
HENVISNINGER

Tegning K3-50 - K3-56: Form bruplate
Tegning K3-70 - K3-72: Rekkverk

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb.	Kantr.	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Nørø	
		Produsert for		Region midt	
		Produsert av		Bru- og ferjekaisersjansen RM	
		Prosjektnummer		4.04622	
		PROF-nummer		15F08598_001	
		Arkivreferanse		2014.10794.1	
		Byggeværnummer		15-3063	
		Målestokk A1		som vist	
		Tilbudstegning			
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer / revisjonsbokstav	
eriaun	iraurd	eriaun		K3-45	

PROFILNR.	240.105	250	255.105
KOTE BETONG UK BRU	7.169	7.561	7.748
KOTE BETONG CL-VEG	8.522	8.914	9.101
OVERHØYDE (m)			



UTSETTING STØP 7		
PUNKT	X	Y
P71	1512501.390	86181.753
P72	1512500.569	86191.614
P73	1512491.425	86180.922
P74	1512490.603	86190.783
V26	1512498.152	86181.483
V27	1512497.330	86191.344

MERKNADER

- Utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010
- Nøyaktighetsklasse B iht. håndbok R762. Kantdragere utføres i nøyaktighetsklasse A.
- Betongkvalitet B45 SV-standard
- Synlige hjørner avfases med 20 mm trekantlist.
- Fuktisolering og slitelag er ikke vist.

Overhøyder føres i tabell på arbeidstegninger.

- 1 Epoksylin påføres i overdekningssonen like før utstøping, og området skal støpes før epoksy er herdet. Dette gjelder også utsparring for spennarmering.

HENVISNINGER

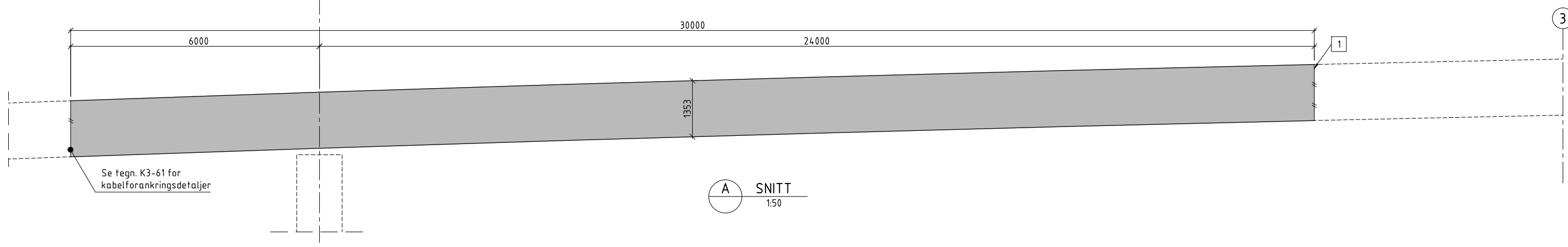
- Tegning K3-45: Tverrsnitt overbygning
- Tegning K3-60: Spennarmering akse 1-2
- Tegning K3-70-72: Rekkverk
- Tegning K3-76-78: Utstyr
- Tegning K3-90: Armering akse 1-2

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

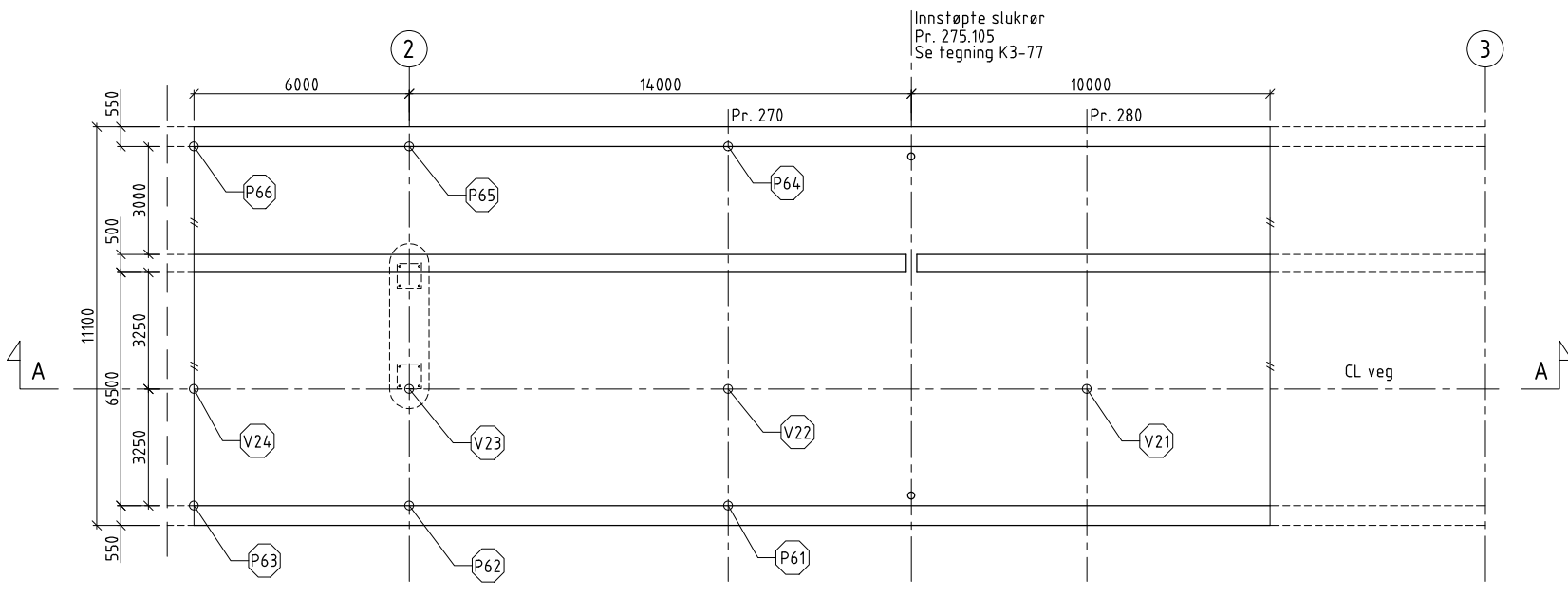
Støp 7

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utb. Kantr.	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015
		Bestiller		Marianne Nørø
		Produsert for		Region midt
Fv. 659 HP7, 240		Prosjektnummer		4.04622
15-3063 Nordøyvegen - Bru 3		PROF-nummer		15F08598_001
Bruplate akse 1-2, form		Arkivreferanse		2014.10794.1
Tilbudstegning		Byggeværnummer		15-3063
		Målestokk A1		som vist
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Tegningsnummer / revisjonsboksnavn	
eriaun	iraurd	eriaun	K3-50	

PROFILNR.	255.105	261.105	270	280	285.105
KOTE BETONG UK BRU	7.748	7.953	8.229	8.500	8.623
KOTE BETONG CL-VEG	9.101	9.306	9.582	9.853	9.976
OVERHØYDE (m)					



A SNITT
1:50



PLAN
1:100

UTSETTING STØP 6		
PUNKT	X	Y
P61	1512503.051	86161.822
P62	1512502.312	86170.686
P63	1512501.815	86176.665
P64	1512493.086	86160.992
P65	1512492.347	86169.856
P66	1512491.849	86175.835
V21	1512500.643	86151.586
V22	1512499.813	86161.552
V23	1512499.074	86170.416
V24	1512498.576	86176.396

- MERKNADER**
- Utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010
 - Nøyaktighetsklasse B iht. håndbok R762. Kantdragere utføres i nøyaktighetsklasse A - Betongkvalitet B45 SV-standard
 - Synlige hjørner avfases med 20 mm trekantlist.
 - Fuktisolering og slifelag er ikke vist.

Overhøyder føres i tabell på arbeidstegninger.

- 1 Epoksylin påføres i overdekningssonen like før utstøping, og området skal støpes før epoksy er herdet.

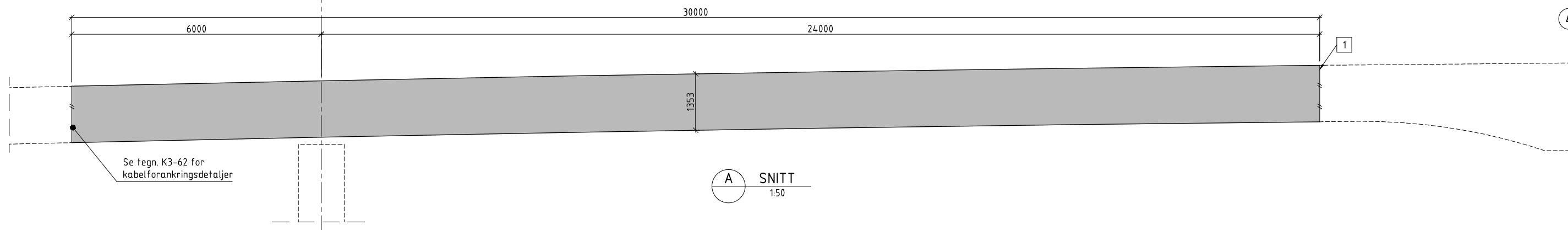
- HENVISNINGER**
- Tegning K3-45: Tverrsnitt overbygning
 - Tegning K3-61: Spennarmring akse 2-3
 - Tegning K3-70-72: Rekkverk
 - Tegning K3-76-78: Utstyr
 - Tegning K3-91: Armering akse 2-3

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

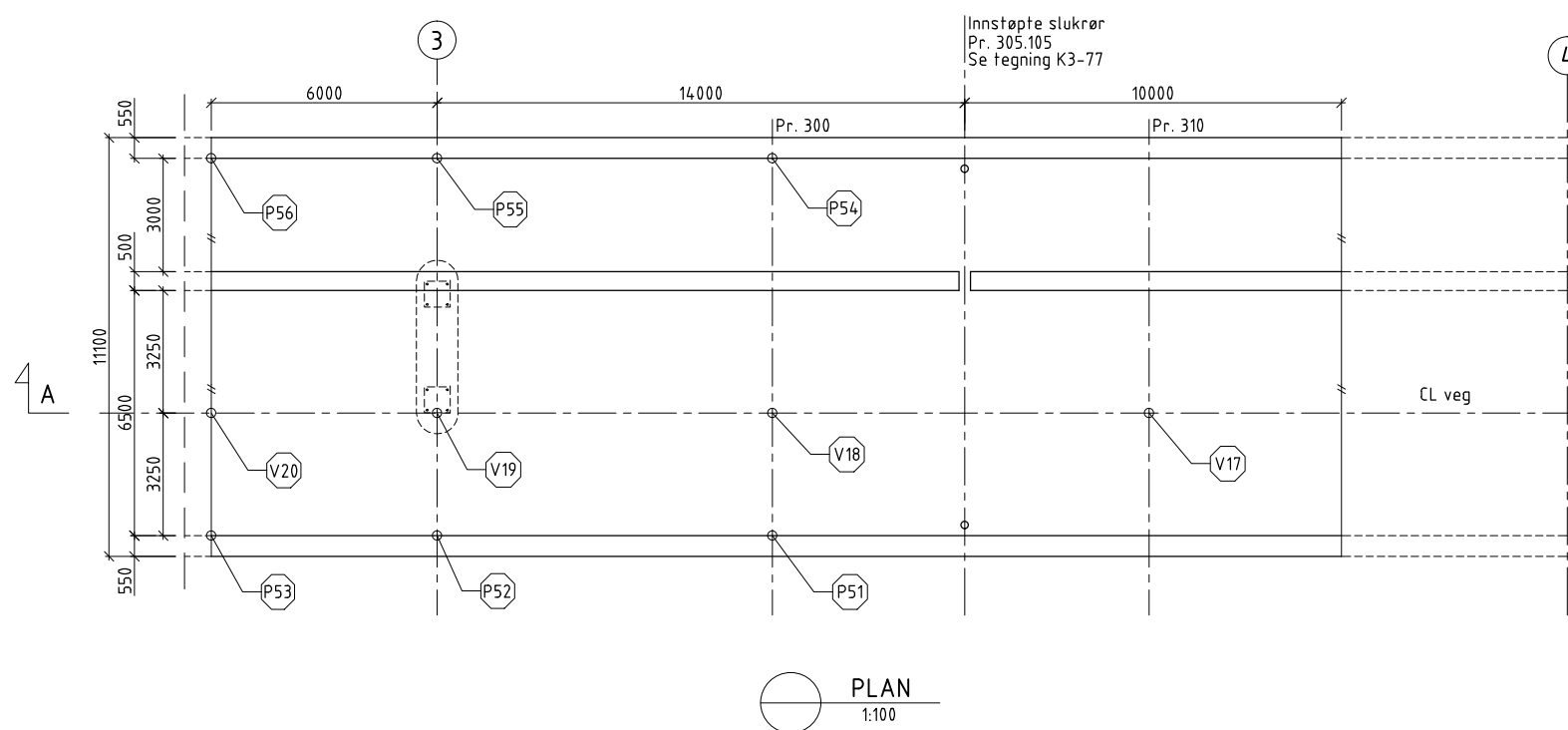
Støp 6

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kantr	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Nørø	
		Produsert for		Region midt	
Fv. 659 HP7, 240		Prosjektnummer		4.04622	
15-3063 Nordøyvegen - Bru 3		PROF-nummer		15F06598_001	
Bruplate akse 2-3, form		Arkivreferanse		2014.10794.1	
		Byggeværksnummer		15-3063	
Tilbudstegning		Målestokk A1		som vist	
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer / revisjonsbøkkstav	
eriaun	iraun	eriaun		K3-51	

PROFILNR.	285.105	291.105	300	310	315.105
KOTE BETONG UK BRU	8.623	8.753	8.918	9.064	9.123
KOTE BETONG CL-VEG	9.976	10.106	10.271	10.417	10.476
OVERHØYDE (m)					



A SNITT
1:50



PLAN
1:100

UTSETTING STØP 5		
PUNKT	X	Y
P51	1512505.542	86131.925
P52	1512504.804	86140.790
P53	1512504.305	86146.769
P54	1512495.577	86131.095
P55	1512494.838	86139.959
P56	1512494.340	86145.939
V17	1512503.134	86121.690
V18	1512502.303	86131.655
V19	1512501.565	86140.520
V20	1512501.066	86146.499

MERKNADER

- Utførelsesklasse 3 ihht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010
- Nøyaktighetsklasse B ihht. håndbok R762. Kantdragere utføres i nøyaktighetsklasse A.
- Betongkvalitet B45 SV-standard
- Synlige hjørner avfases med 20 mm trekantlist.
- Fuktisolering og slitelag er ikke vist.

Overhøyder føres i tabell på arbeidstegninger.

- 1 Epoksyrim påføres i overdekningssonen like før utstøping, og området skal støpes før epoksy er hardet.

HENVISNINGER

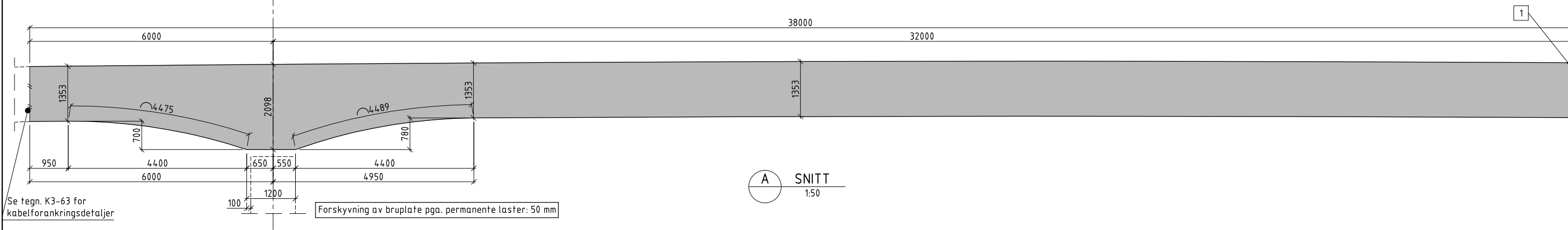
- Tegning K3-45: Tverrsnitt overbygning
- Tegning K3-62: Spennarmering akse 3-4
- Tegning K3-70-72: Rekkverk
- Tegning K3-76-78: Utstyr
- Tegning K3-92: Armering akse 3-4

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

Støp 5

Revisjon	Revisjonen gjelder	Uttarb	Kantr	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato	01.08.2015		
		Bestiller	Marianne Nørø		
		Produsert for	Region midt		
Fv. 659 HP7, 240		Prosjekt	Bru- og ferjekasseksjonen RM		
15-3063 Nordøyvegen - Bru 3		Prosjektnummer	404622		
Bruplate akse 3-4, form		PROF-nummer	15F08598_001		
		Arkivreferanse	2014.10794.1		
		Byggeværksnummer	15-3063		
Tilbudstegning		Målestokk	AT som vist		
Uttarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv		
eriaun	iraurd	eriaun	Tegningsnummer / revisjonsboksnavn		
			K3-52		

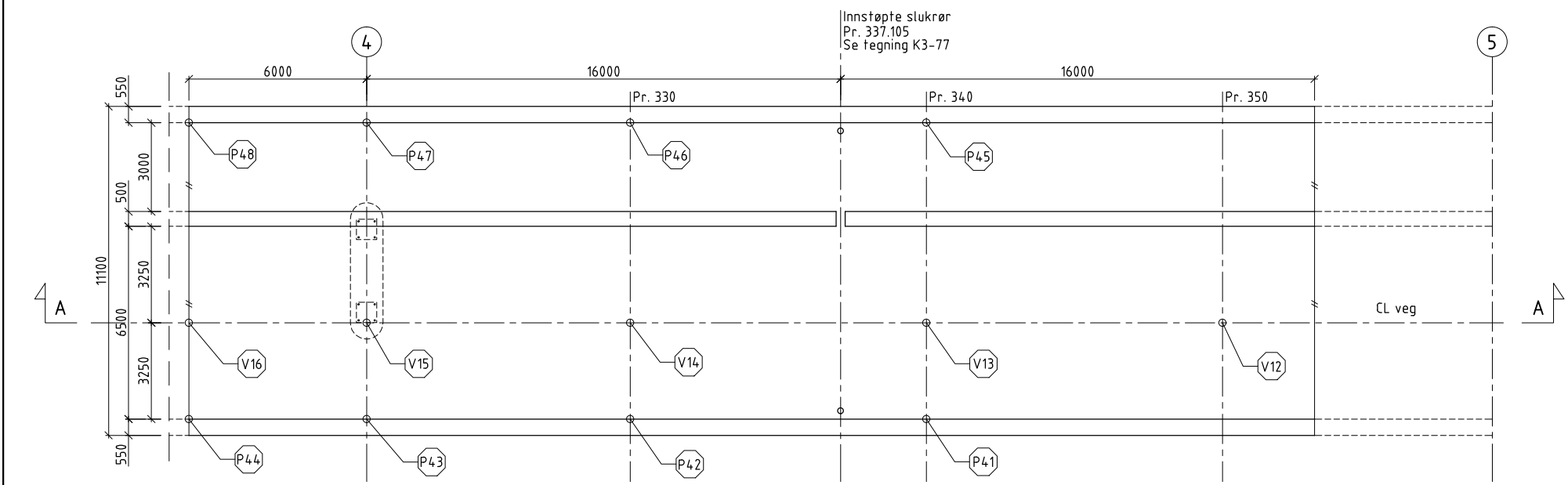
315.105	PROFILNR.	321.105	330	340	350	353.105
9.123	KOTE BETONG UK BRU	8.433	9.232	9.253	9.233	9.218
10.476	KOTE BETONG CL-VEG	10.531	10.585	10.606	10.586	10.571
OVERHØYDE (m)						



Se tegn. K3-63 for kabelforankringsdetaljer

Forskyvning av bruplate pga. permanente laster: 50 mm

A SNITT
1:50



PLAN
1:100

UTSETTING STØP 4		
PUNKT	X	Y
P41	1512508.863	86092.063
P42	1512508.032	86102.029
P43	1512507.294	86110.893
P44	1512506.796	86116.872
P45	1512498.898	86091.233
P46	1512498.067	86101.199
P47	1512497.328	86110.063
P48	1512496.831	86116.042
V12	1512506.454	86081.828
V13	1512505.624	86091.794
V14	1512504.794	86101.759
V15	1512504.055	86110.623
V16	1512503.557	86116.603

MERKNADER

- Utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010
- Nøyaktighetsklasse B iht. håndbok R762. Kantdragere utføres i nøyaktighetsklasse A.
- Betongkvalitet B45 SV-standard
- Synlige hjørner avfases med 20 mm trekantlist.
- Fuktisolering og slitelag er ikke vist.

Overhøyder føres i tabell på arbeidstegninger.

- 1 Epoksylinm påføres i overdekningssonen like før utstøping, og området skal støpes før epoksy er herdet.

HENVISNINGER

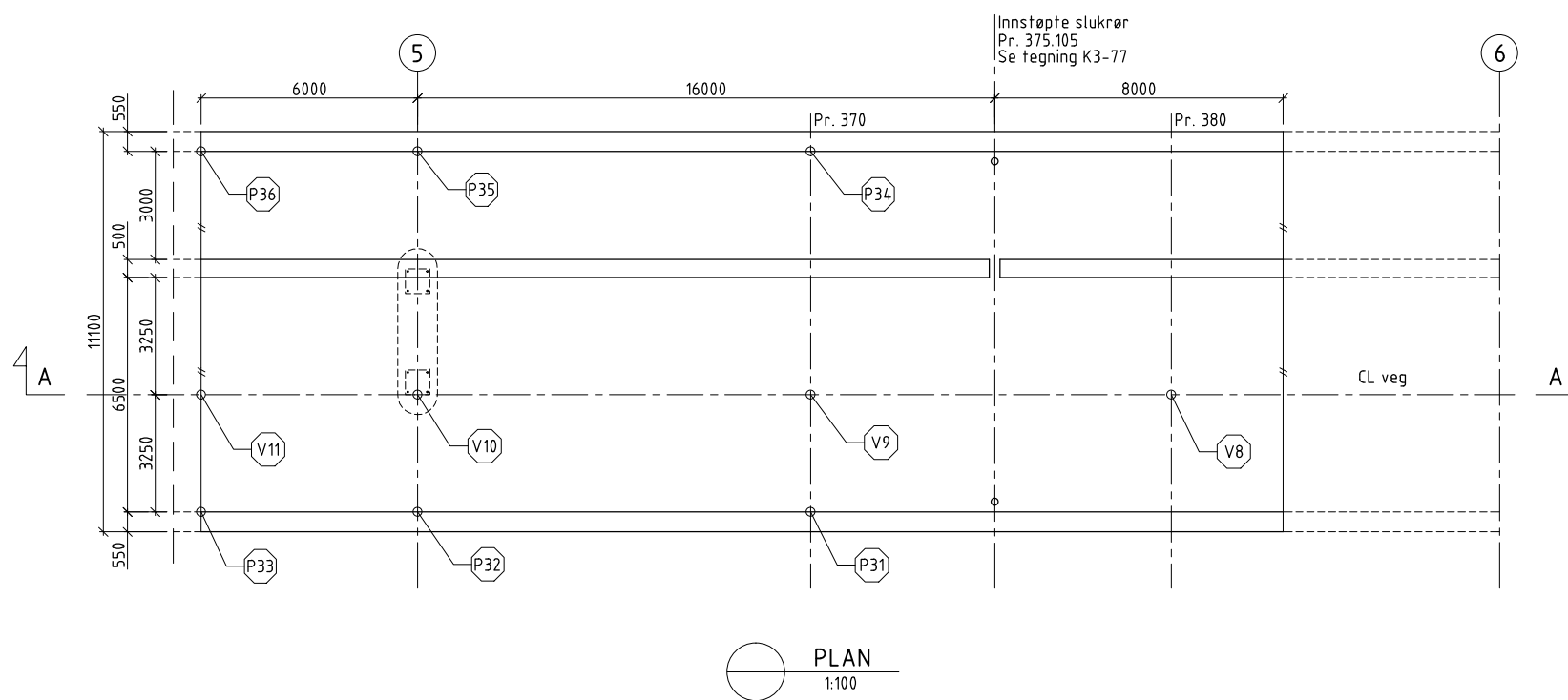
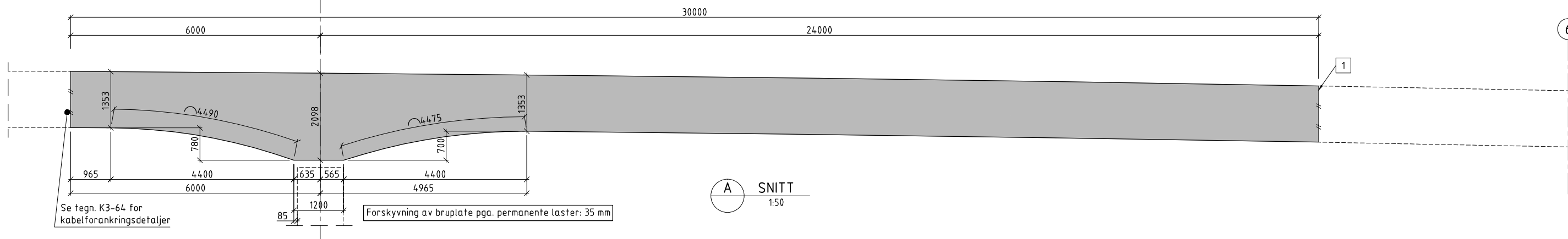
- Tegning K3-45: Tverrsnitt overbygning
- Tegning K3-63: Spennarmering akse 4-5
- Tegning K3-70-72: Rekkverk
- Tegning K3-76-78: Utstyr
- Tegning K3-79: Seilingslys
- Tegning K3-93: Armering akse 4-5

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

Støp 4

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kantr	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Nørø	
		Produsert for		Region midt	
		Produert av		Bru- og ferjekasseksjonen RM	
		Fv. 659 HP7, 240		Prosjektnummer	
		15-3063 Nordøyvegen - Bru 3		4.04.622	
		Bruplate akse 4-5, form		PROJ-nummer	
				15F08598_001	
				Arkivreferanse	
				2014.10794.1	
				Byggeværnummer	
				15-3063	
				Målestokk A1	
				som vist	
Tilbudstegning		Tegningsnummer /		K3-53	
Utarbeidet av		Kontrollert av		Godkjent av	
eriaun		iraurd		eriaun	
				Konsulentarkiv	
				revisjonsboksstav	

PROFILNR.	353.105	359.105	370	380	383.105
KOTE BETONG UK BRU	9.218	8.433	9.067	8.922	8.867
KOTE BETONG CL-VEG	10.571	10.531	10.420	10.275	10.220
OVERHØYDE (m)					



UTSETTING STØP 3		
PUNKT	X	Y
V8	1512508.945	86051.932
V9	1512508.115	86061.897
V10	1512507.210	86072.755
V11	1512506.712	86078.734
P31	1512511.353	86062.167
P32	1512510.449	86073.024
P33	1512509.951	86079.004
P34	1512501.388	86061.337
P35	1512500.484	86072.194
P36	1512499.985	86078.173

MERKNADER

- Utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010
- Nøyaktighetsklasse B iht. håndbok R762. Kantdragere utføres i nøyaktighetsklasse A.
- Betongkvalitet B45 SV-standard
- Synlige hjørner avfases med 20 mm trekantlist.
- Fuktisolering og slitelag er ikke vist.

Overhøyder føres i tabell på arbeidstegninger.

- 1 Epoksylinm påføres i overdekningssonen like før utstøping, og området skal støpes før epoksy er herdet.

HENVISNINGER

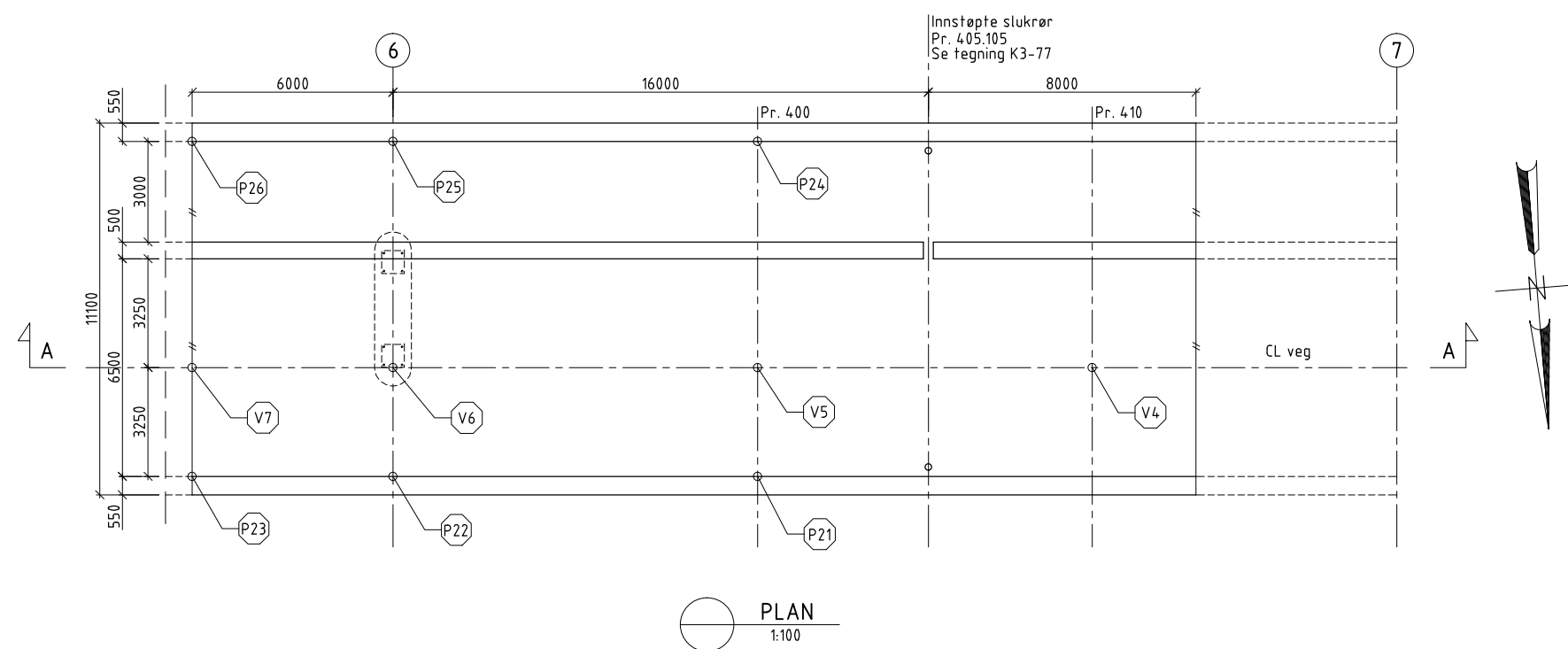
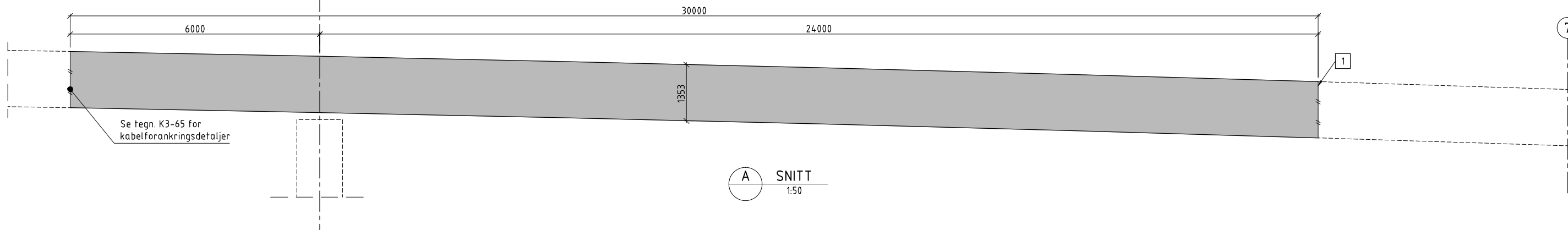
- Tegning K3-45: Tverrsnitt overbygning
- Tegning K3-64: Spennarmering akse 5-6
- Tegning K3-70-72: Rekkverk
- Tegning K3-76-78: Utstyr
- Tegning K3-94: Armering akse 5-6

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

Støp 3

Revisjon	Revisjonen gjelder	Uttarb	Kantr	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Nørø	
		Prosjekt for		Region midt	
Fv. 659 HP7, 240		Prosjekt av		Bru- og ferjekasseksjonen RM	
15-3063 Nordøyvegen - Bru 3		Prosjektnummer		4.04622	
Bruplate akse 5-6, form		PROF-nummer		15F08598_001	
		Arkivreferanse		2014.10794.1	
		Byggeværnummer		15-3063	
Tilbudstegning		Målestokk A1		som vist	
Uttarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer / revisjonsboksnavn	
eriaun	iraurd	eriaun		K3-54	

PROFILNR.	383.105	389.105	400	410	413.105
KOTE BETONG UK BRU	8.867	8.752	8.506	8.235	8.143
KOTE BETONG CL-VEG	10.220	10.105	9.859	9.588	9.496
OVERHØYDE (m)					



UTSETTING STØP 2		
PUNKT	X	Y
V4	15 125 11.436	86022.035
V5	15 125 10.605	86032.001
V6	15 125 09.701	86042.858
V7	15 125 09.203	86048.837
P21	15 125 13.844	86032.271
P22	15 125 12.939	86043.128
P23	15 125 12.442	86049.107
P24	15 125 03.879	86031.440
P25	15 125 02.974	86042.298
P26	15 125 02.476	86048.277

MERKNADER

- Utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010
- Nøyaktighetsklasse B iht. håndbok R762. Kantdragere utføres i nøyaktighetsklasse A.
- Betongkvalitet B45 SV-standard
- Synlige hjørner avfases med 20 mm trekantlist.
- Fuktisolering og slitelag er ikke vist.

Overhøyder føres i tabell på arbeidstegninger.

- 1 Epoksylinn påføres i overdekningssonen like før utstøping, og området skal støpes før epoksy er herdet.

HENVISNINGER

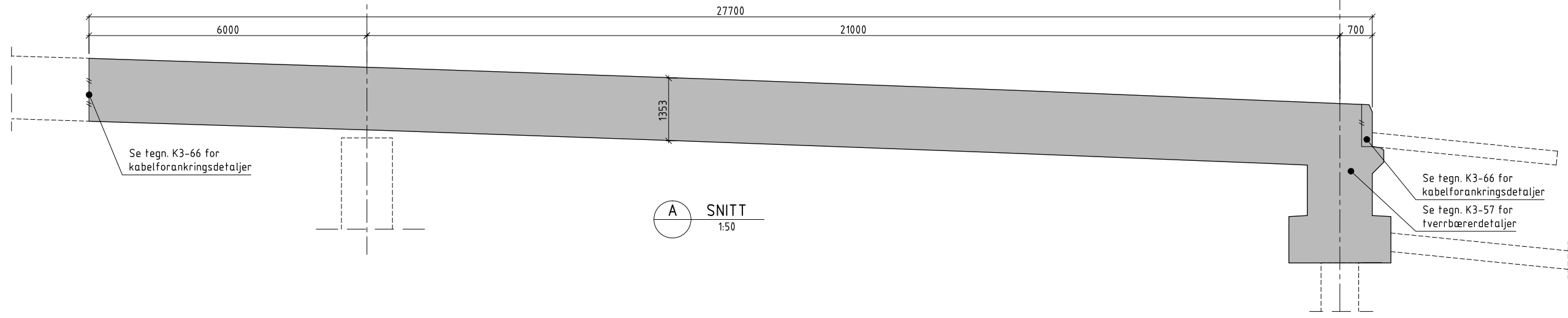
- Tegning K3-45: Tverrsnitt overbygning
- Tegning K3-65: Spennarmering akse 6-7
- Tegning K3-70-72: Rekkverk
- Tegning K3-76-78: Utstyr
- Tegning K3-95: Armering akse 6-7

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

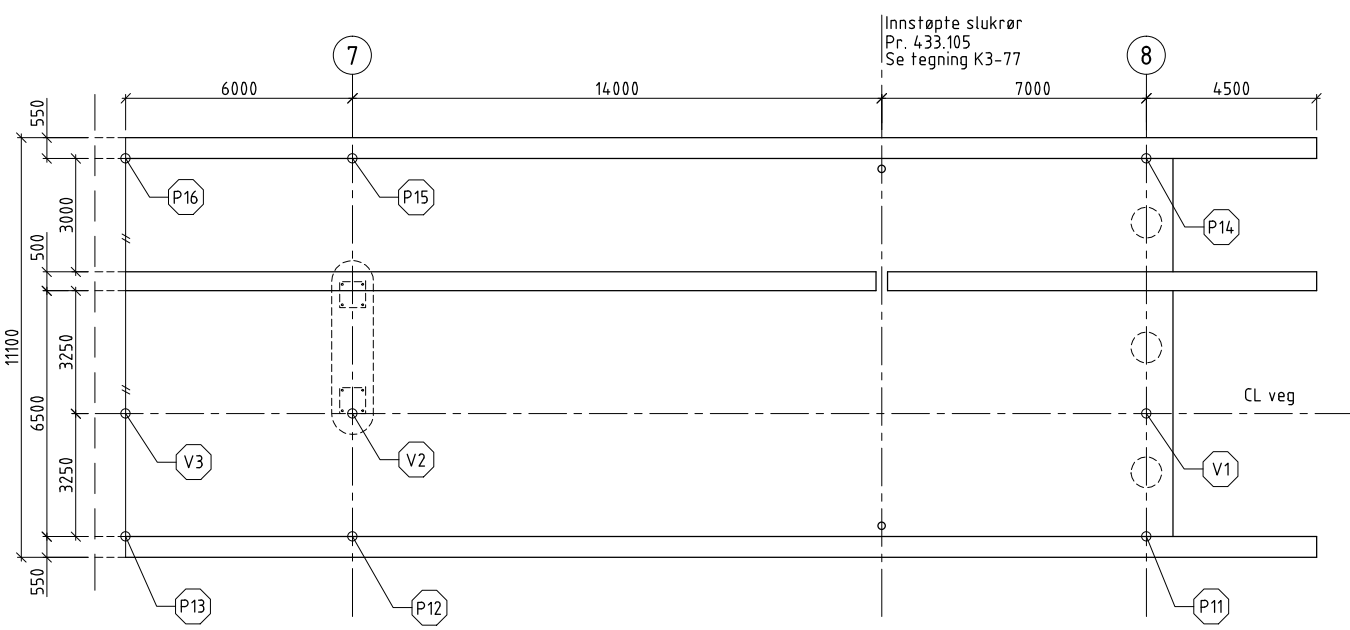
Støp 2

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utdr.	Kantr.	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Nørø	
		Prosjekt for		Region midt	
Fv. 659 HP7, 240		Prosjektnummer		404622	
15-3063 Nordøyvegen - Bru 3		PROF-nummer		15F08598_001	
Bruplate akse 6-7, form		Arkivreferanse		2014.10794.1	
Tilbudstegning		Byggeværnummer		15-3063	
		Målestokk A1		som vist	
Utdr. av		Godkjent av		Tegningsnummer /	
eriaun	iraurd	eriaun		revisjonsboks	
				K3-55	

PROFILNR.	4.13.105	4.19.105	4.30	4.40.105
KOTE BETONG UK BRU	8.143	7.953	7.569	5.087
KOTE BETONG CL-VEG	9.496	9.306	8.922	8.522
OVERHØYDE [m]				



A SNITT
1:50



PLAN
1:100

UTSETTING STØP 1		
PUNKT	X	Y
V1	1512513.935	85992.034
V2	1512512.192	86012.962
V3	1512511.694	86018.941
P11	1512517.174	85992.304
P12	1512515.430	86013.232
P13	1512514.933	86019.211
P14	1512507.208	85991.474
P15	1512505.465	86012.401
P16	1512504.967	86018.381

MERKNADER

- Utførelsesklasse 3 ihht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010
- Nøyaktighetsklasse B ihht. håndbok R762. Kantdragere utføres i nøyaktighetsklasse A.
- Betongkvalitet B45 SV-standard
- Synlige hjørner avfases med 20 mm trekantlist.
- Fuktisolerings og slitelag er ikke vist.

Overhøyder føres i tabell på arbeidstegninger.


- 1** Epoksylinm påføres i overdekningssonen like før utstøping, og området skal støpes før epoksy er herdet. Dette gjelder også utsparring for spennarmering.

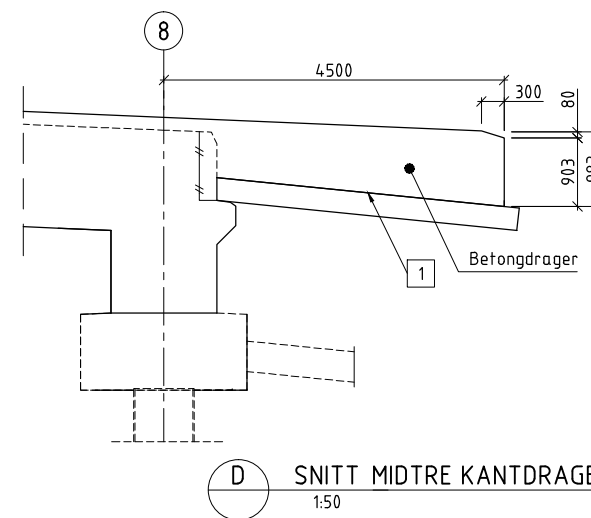
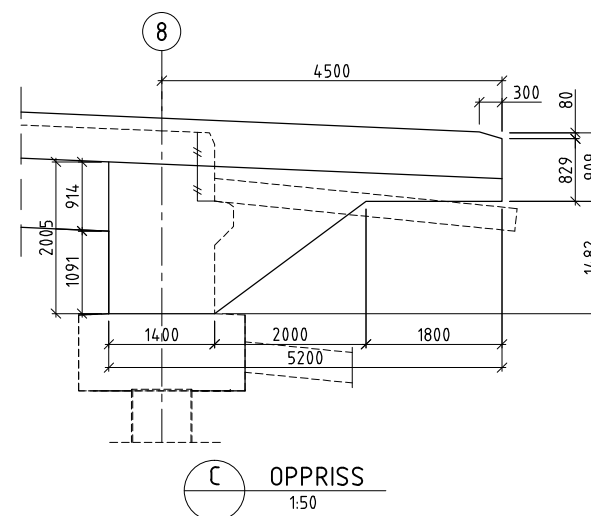
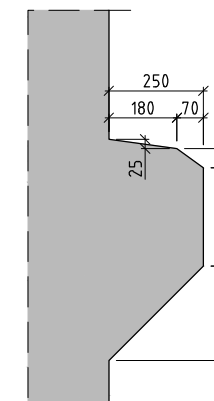
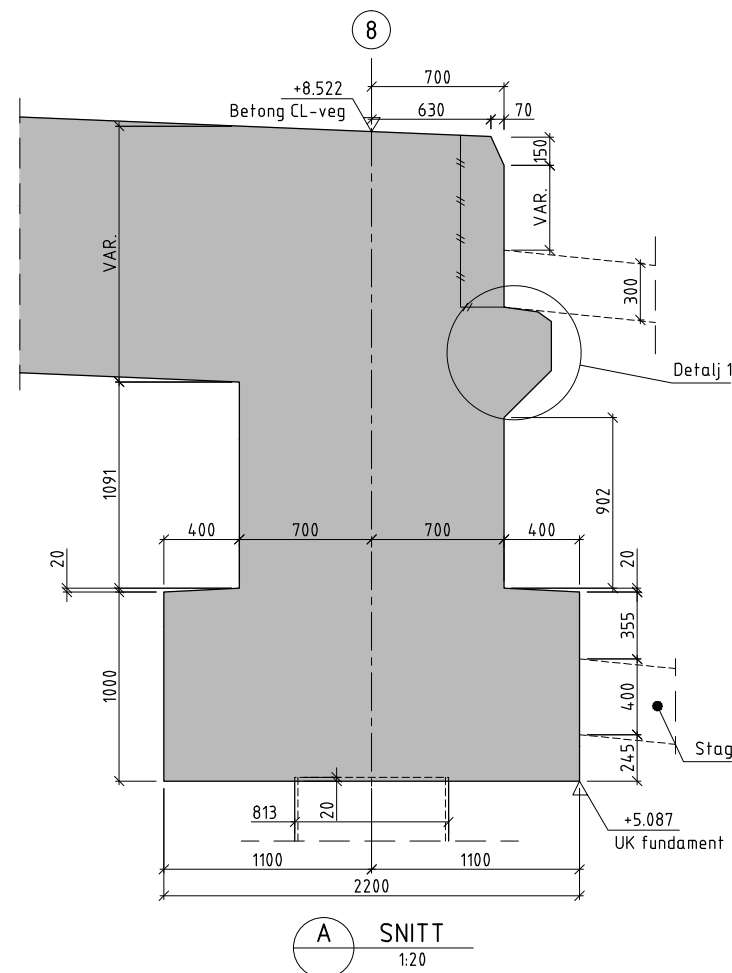
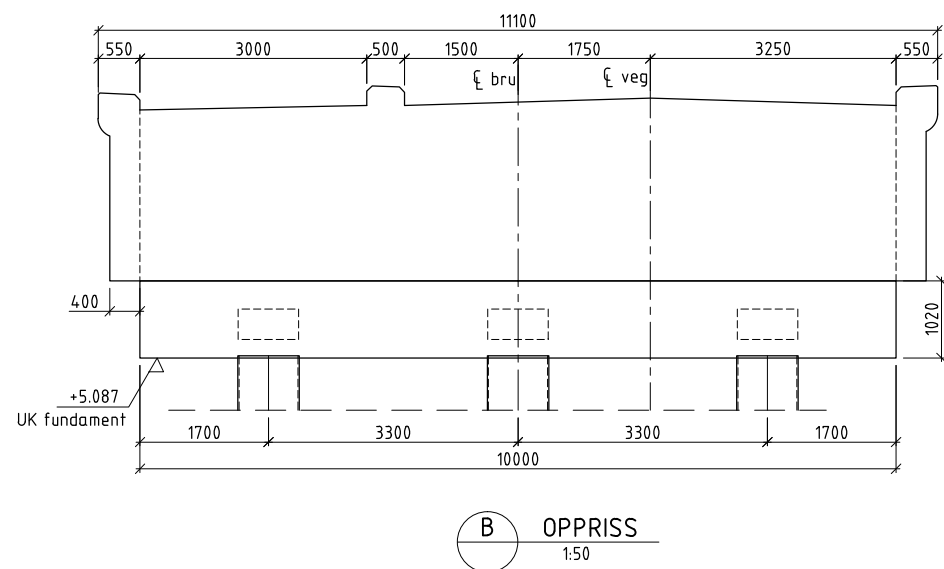
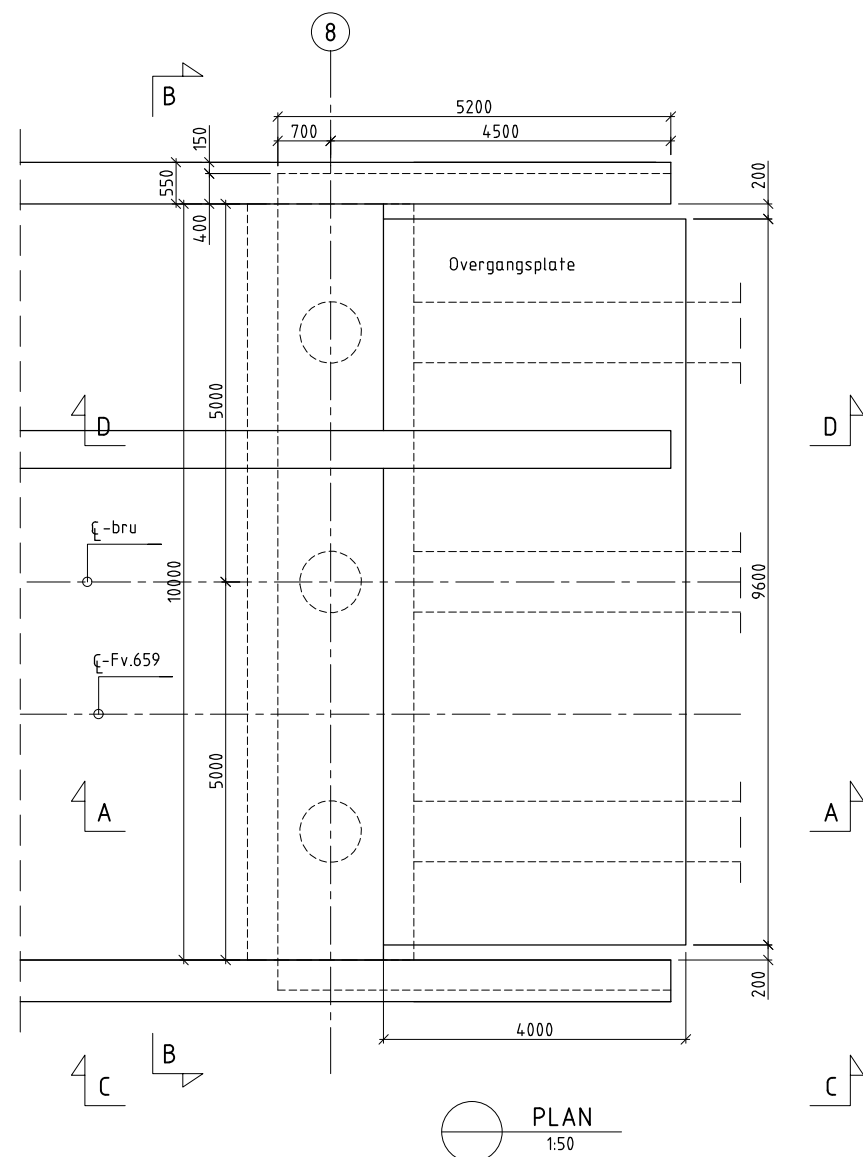
HENVISNINGER

- Tegning K3-18: Peler akse 8
- Tegning K3-41: Friksjonsplate akse 8
- Tegning K3-45: Tverrsnitt overbygning
- Tegning K3-57: Tverrbærer/vinger akse 8, form
- Tegning K3-66: Spennarmering akse 7-8
- Tegning K3-70-72: Rekkverk
- Tegning K3-76-78: Utstyr
- Tegning K3-96: Armering akse 7-8

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

Støp 1

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb.	Kantr.	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Nørø	
		Prosjekt for		Region midt	
Fv. 659 HP7, 240		Prosjektnummer		4.04.622	
15-3063 Nordøyvegen - Bru 3		PROF-nummer		15F08598_001	
Bruplate akse 7-8, form		Arkivreferanse		2014.10794.1	
		Byggeværnummer		15-3063	
Tilbudstegning		Målestokk A1		som vist	
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer / revisjonsboksnavn	
eriaun	iraurd	eriaun		K3-56	



- MERKNADER**
- Utførelsesklasse 3 ihht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010
 - Nøyaktighetsklasse A ihht. håndbok R762
 - Betongkvalitet B45 SV-standard
 - Synlige hjørner avfases med 20 mm trekantlist.
 - Fuktsolering og slitelag er ikke vist.

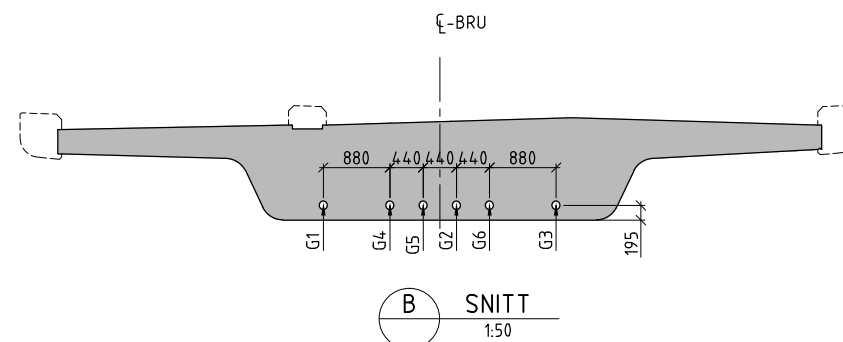
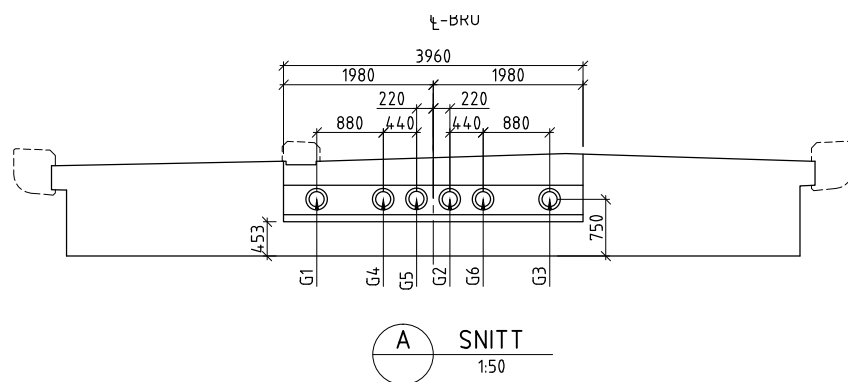
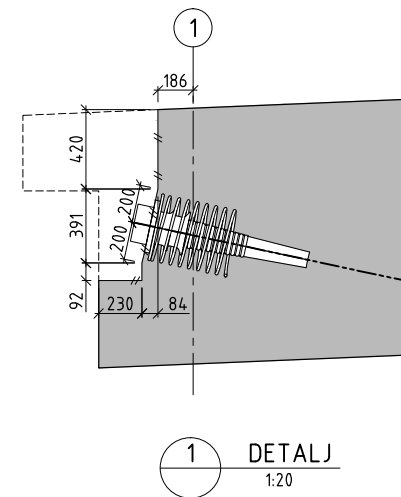
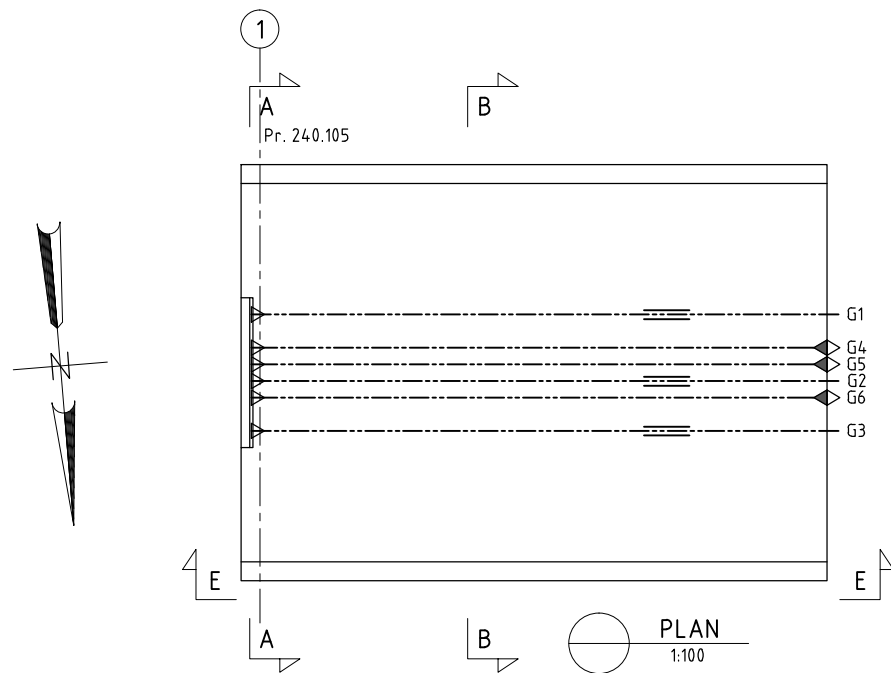
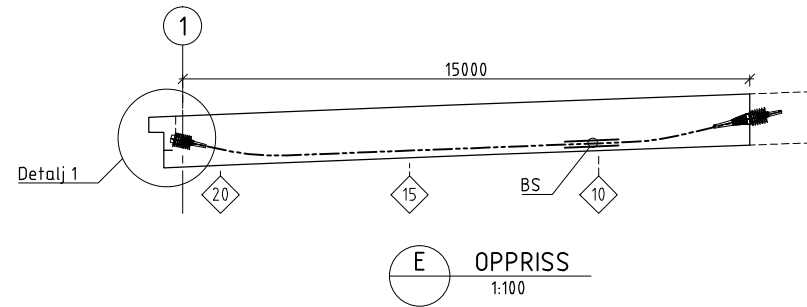
1 To lag asfaltpapp mellom overgangsplate og midtkantdrager.

- HENVISNINGER**
- Peter akse 8 tegn. K3-18
 - Friksjonsplate tegn. K3-41
 - Bruplate akse 7-8, form tegn. K3-56
 - Bruplate akse 7-8, spennarmering tegn. K3-66
 - Bruplate akse 7-8, armering tegn. K3-96

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utørb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato	01.08.2015		
		Bestiller	Marianne Nævre		
		Prosjekt for	Region midt		
		Prosjekt av	Bru- og ferjekaiseksjonen RM		
		Prosjektnummer	404622		
		PROF-nummer	15F06598_001		
		Arkivreferanse	2014107941		
		Byggeværksnummer	15-3063		
		Målestokk A1	som vist		
		Tilbudstegning			
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer / revisjonsbokstav	
eriaun	iraurd	eriaun		K3-57	

Avstand fra akse 2 målt langs profilinje (m)	21.0	20.0	19.0	18.0	17.0	16.0	15.0	14.0	13.0	12.0	11.0	10.0	9.0	8.0	7.0	6.0
Avstand fra UK bruplate til senterlinje kabelrør (m) Kabel: G1-6	0.695	0.425	0.237	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.297	0.495	0.695



TEGNFORKLARINGER:

- ▷ a = aktiv forankring
- ◁ p = passiv forankring
- ◁ fs = fast skjøtekobling
- ≡ bs = bevegelig skjøtekobling

MERKNADER

- Kontroll/utførelse
Kontrollklasse: Utvidet (U) iht. NS-EN 1990:2002+NA:2008
Kvalitetsstyring: Utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670:2009+NA:2010
Toleranser: Nøyaktighetsklasse A, Hb R762, prosess B4.
Alle synlige hjørner avfases med 20 mm trekantlist.

- Spennarmering
Type 1906 - 19 spenntau 0,62", $A_s = 2850 \text{ mm}^2$
Max oppspenningskraft: 4207 kN
Max forspenningskraft etter låsetap: 3973 kN

Stålkvalitet $f_{pk}/f_{p0,1k} = 1860/1640 \text{ MPa}$, lavrelaksasjonsstål

1. Minimum betongfasthet (ferning/sylinder) ved oppspenning, $f_{cm,0}$: 40/32 MPa
2. Forankringene skal monteres uforskytelige i formen slik at ankerplaten står vinkelrett på kabelrørets senterlinje i den ferdige konstruksjonen.
3. Kablene skal være rette i avstand 1500 mm fra ankerplaten. Kablenes kurvatur skal være jevn mellom gitte punkter.
4. Til gjenstøping av utsparring ved forankringer benyttes betong med samme kvalitet som bruplatten forøvrig, og limes til herdet betong med rescon epoxy ls eller tilsvarende.
5. Det skal plasseres spiralarmring rundt alle forankringer.
6. Tillatt avvik fra angitt kabelplassering: Vertikalt og horisontalt: $\pm 10 \text{ mm}$
7. Oppspenningsrekkefølge: G2, G1, G3, G4, G6, G5

HENVISNINGER

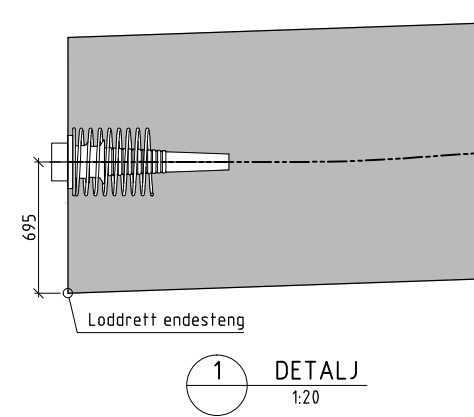
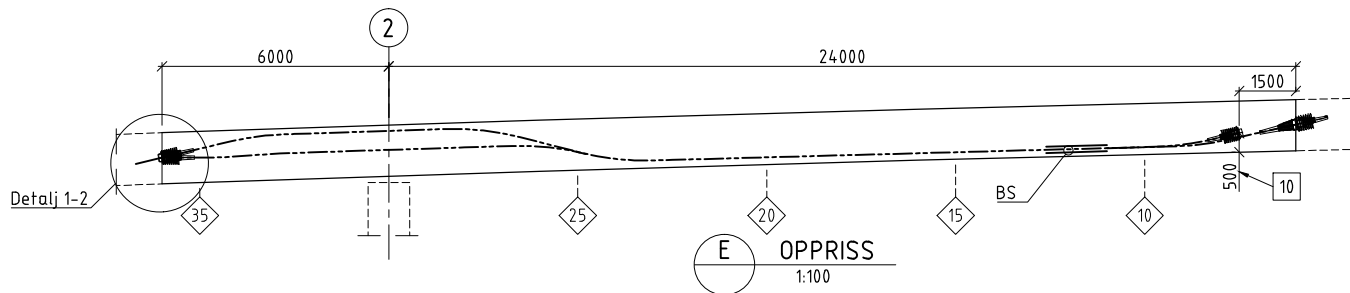
- Tegning K3-50: Bruplate akse 1-2, form
- Tegning K3-90: Bruplate akse 1-2, armering

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

STØP 7

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utdr.	Kantr.	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Nærvø	
		Produsert for		Region midt	
Fv. 659 HP7, 240		Prosjekt		Bru- og ferjekaiseksjonen RM	
15-3063 Nordøyvegen - Bru 3		PROJ-nummer		404622	
Bruplate akse 1-2, spennarmering		ARJ-nummer		15F08598_001	
		Byggeværnummer		2014.10794.1	
		Målestokk A1		som vist	
Tilbudstegning		Tegningsnummer / revisjonsboksnavn		K3-60	
Utdr. av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv		
eriaun	iraurd	eriaun			

Avstand fra akse 3 målt langs profilinje (m)	36.0	35.0	34.0	33.0	32.0	31.0	30.0	29.0	28.0	27.0	26.0	25.0	24.0	23.0	22.0	21.0	20.0	19.0	18.0	17.0	16.0	15.0	14.0	13.0	12.0	11.0	10.0	9.0	8.0	7.0	6.0
Avstand fra UK bruplate til senterlinje kabelrør (m) Kabel: F1-3, F5-6, G1-3	0.695	0.896	1.095	1.192	1.192	1.192	1.192	1.192	1.180	1.038	0.767	0.426	0.265	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.297	0.495	0.695
Avstand fra UK bruplate til senterlinje kabelrør (m) Kabel: F10-11	0.695	0.660	0.660	0.695	0.695	0.695	0.695	0.695	0.695	0.695	0.655	0.426	0.265	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.229	0.398		



TEGNFORKLARINGER:

- a = aktiv forankring
- p = passiv forankring
- fs = fast skjøtekobling
- bs = bevegelig skjøtekobling

MERKNADER

• Kontroll/utførelse
Kontrollklasse: Utvidet (U) iht. NS-EN 1990:2002+NA:2008
Kvalitetsstyring: Utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670:2009+NA:2010
Toleranser: Nøyaktighetsklasse A, Hb R762, prosess B4.
Alle synlige hjørner avfases med 20 mm trekantlist.

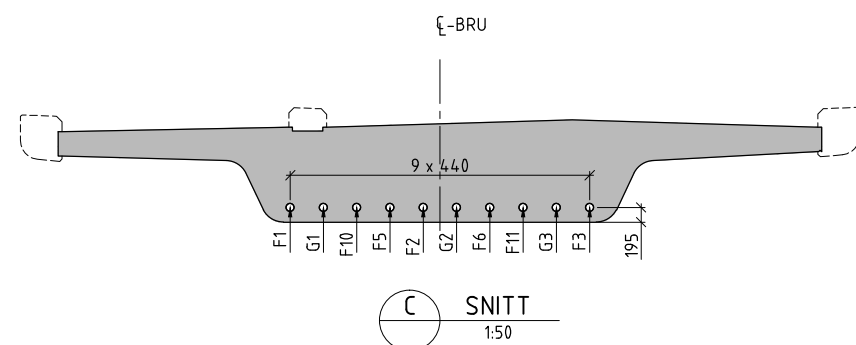
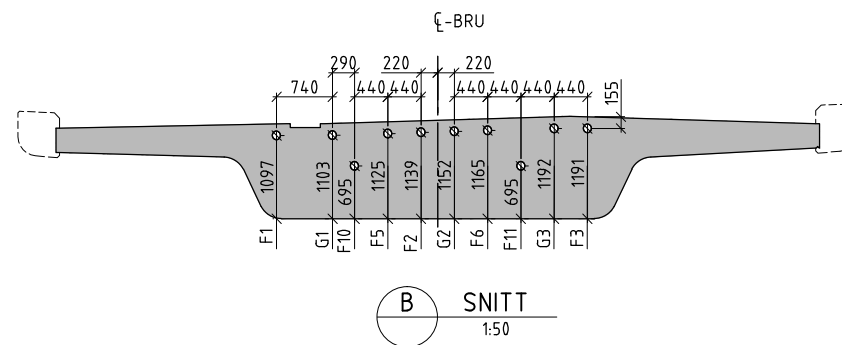
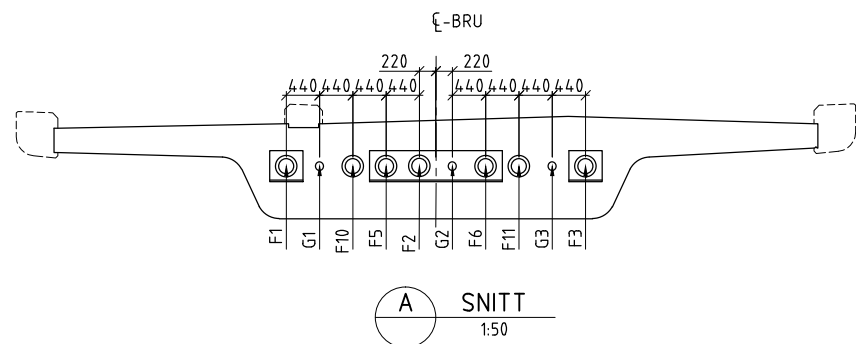
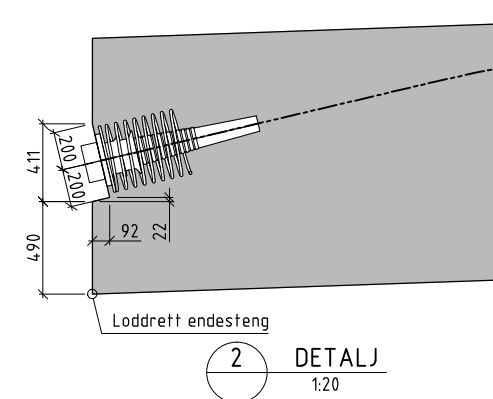
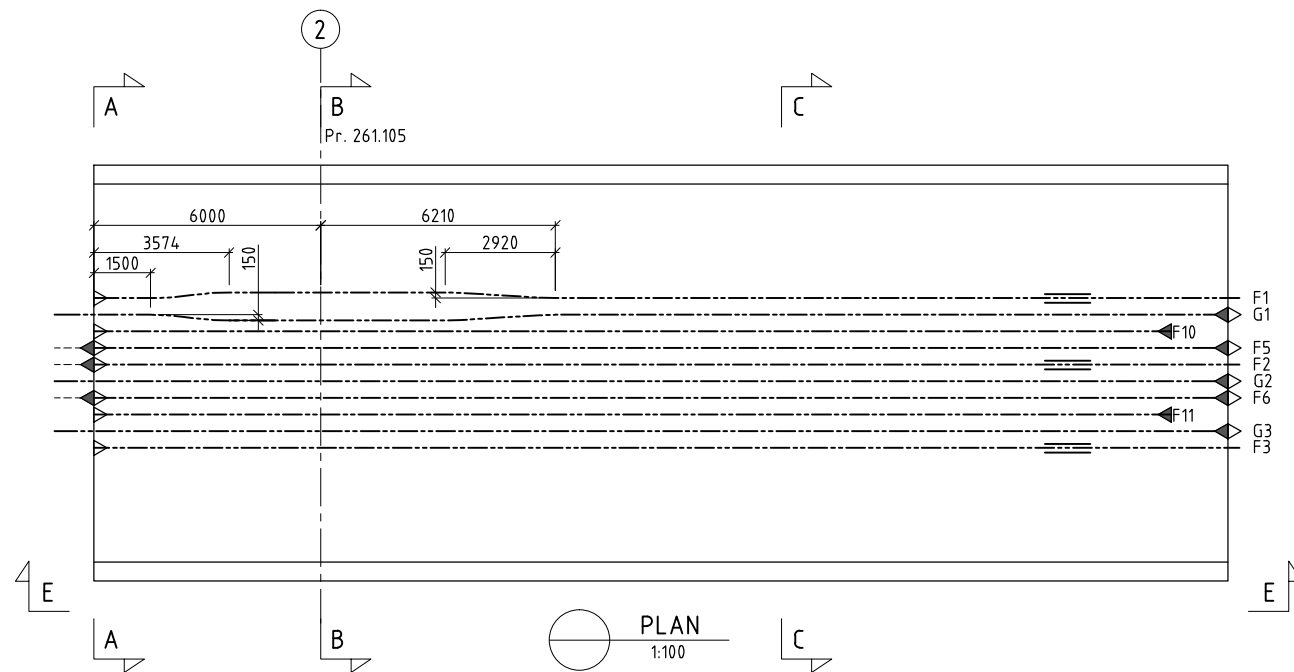
• Spennarmering
Spennkabler type 1506 - 15 spenntau 0,62", A_s = 2250 mm²
Max oppspenningskraft: 3321 kN
Max forspenningskraft etter låsetap: 3137 kN
Stålkvalitet f_{pk}/f_{p0,1k} = 1860/1640 MPa, lavrelaksasjonsstål

- Minimum betongfasthet (terning/sylinder) ved oppspenning, f_{cm,0}: 40/32 MPa
- Forankringene skal monteres uforskyvelige i formen slik at ankerplaten står vinkelrett på kabelrørets senterlinje i den ferdige konstruksjonen.
- Kablene skal være rette i avstand 1500 mm fra ankerplaten. Kablens kurvaatur skal være jevn mellom gitte punkter.
- Til gjenstøping av utsparing ved forankringer benyttes betong med samme kvalitet som bruplaten forøvrig, og limes til herdet betong med rescon epoxy ls eller tilsvarende.
- Det skal plasseres spiralarmoring rundt alle forankringer.
- Tillatt avvik fra angitt kabelplassering:
Vertikalt og horisontalt: ±10 mm
- Oppspenningsrekkefølge:
F2, F3, F1, F6, F5, F11, F10

10 Mål gjelder senter forankringsplate.

HENVISNINGER

Tegning K3-51: Bruplate akse 2-3, form
Tegning K3-91: Bruplate akse 2-3, armering

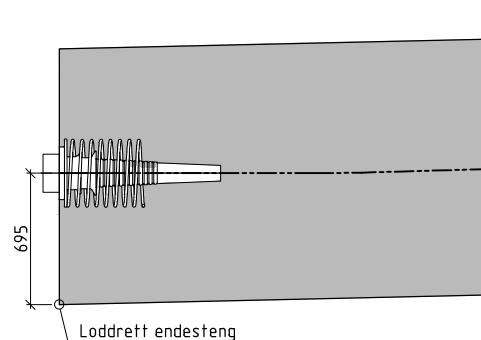
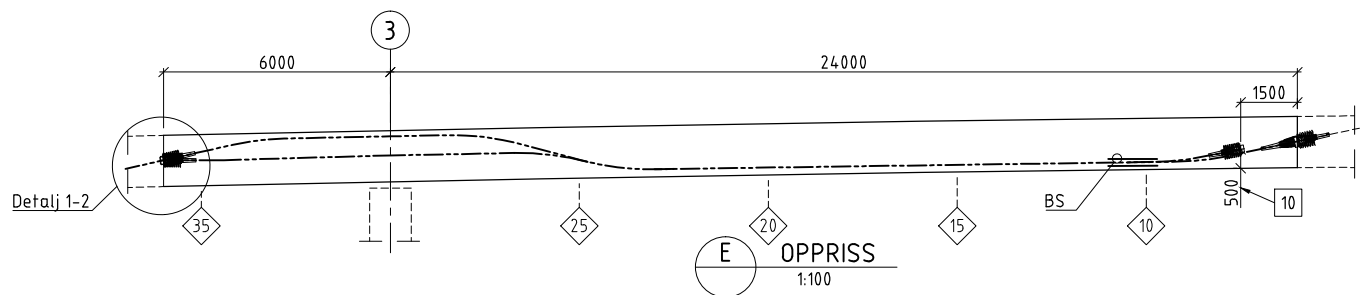


Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

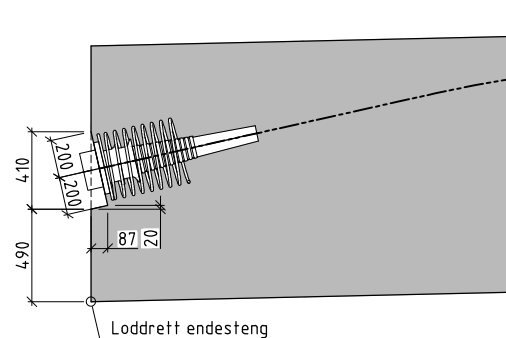
STØP 6

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kantr	Godkjert	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Nørø	
		Produsert for		Region midt	
		Produsert av		Bru- og ferjekaisersjonesen RM	
Fv. 659 HP7, 240		Prosjektnummer		4.04622	
15-3063 Nordøyvegen - Bru 3		PROF-nummer		15F08598_001	
Bruplate akse 2-3, spennarmering		Arkivreferanse		2014.10794.1	
Tilbudstegning		Byggeværnummer		15-3063	
		Målestokk A1		som vist	
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjert av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer / revisjonsbokstav	
eriaun	iraurd	eriaun		K3-61	

Avstand fra akse 4 målt langs profillinje (m)	36.0	35.0	34.0	33.0	32.0	31.0	30.0	29.0	28.0	27.0	26.0	25.0	24.0	23.0	22.0	21.0	20.0	19.0	18.0	17.0	16.0	15.0	14.0	13.0	12.0	11.0	10.0	9.0	8.0	7.0	6.0
Avstand fra UK bruplate til senterlinje kabelrør (m) Kabel: E1-5, F1-3	0.695	0.896	1.095	1.192	1.192	1.192	1.192	1.192	1.180	1.038	0.767	0.479	0.263	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.297	0.495	0.695
Avstand fra UK bruplate til senterlinje kabelrør (m) Kabel: E10-11	0.695	0.672	0.664	0.672	0.679	0.689	0.695	0.695	0.695	0.695	0.655	0.479	0.263	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.240	0.409		



1 DETALJ
1:20



2 DETALJ
1:20

TEGNFORKLARINGER:

- ▲ a = aktiv forankring
- ▶ p = passiv forankring
- ◆ fs = fast skjøtekløbing
- ≡ bs = bevegelig skjøtekløbing

MERKNADER

• Kontroll/utførelse
Kontrollklasse: Utvidet (U) iht. NS-EN 1990:2002+NA:2008
Kvalitetsstyring: Utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670:2009+NA:2010
Toleranser: Nøyaktighetsklasse A, Hb R762, prosess B4.
Alle synlige hjørner avfases med 20 mm trekantlist.

• Spennarmering
Spennkabler type 1506 - 15 spenntau 0,62", A_s = 2250 mm²
Max oppspenningskraft: 3321 kN
Max forspenningskraft etter låsetap: 3137 kN

Type 1906 - 19 spenntau 0,62", A_s = 2850 mm²
Max oppspenningskraft: 4207 kN
Max forspenningskraft etter låsetap: 3973 kN

Stålkvalitet f_{pk}/f_{p0,1k} = 1860/1640 MPa, lavrelaksasjonsstål

1. Minimum betongfasthet (ferning/sylinder) ved oppspenning, f_{cm,0}: 40/32 MPa
2. Forankringene skal monteres uforskyvelige i formen slik at ankerplaten står vinkelrett på kabelrørets senterlinje i den ferdige konstruksjonen.
3. Kablene skal være rette i avstand 1500 mm fra ankerplaten. Kablenes kurvatur skal være jevn mellom gitte punkter.
4. Til gjenstøping av utsparring ved forankringer benyttes betong med samme kvalitet som bruplaten forøvrig, og limes til herdet betong med rescon epoxy ls eller tilsvarende.
5. Det skal plasseres spiralarmering rundt alle forankringer.
6. Tillatt avvik fra angitt kabelplassering: Vertikalt og horisontalt: ±10 mm
7. Oppspenningsrekkefølge: E2, E3, E1, E4, E5, E10, E11

10 Mål gjelder senter forankringsplate.

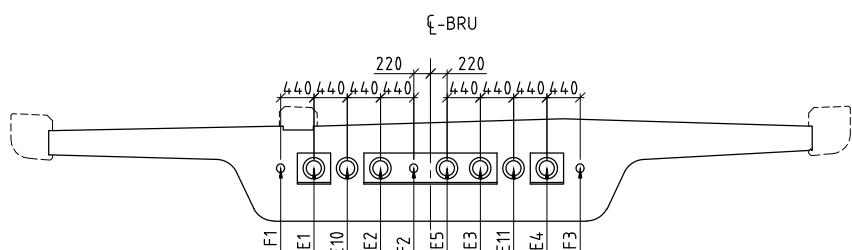
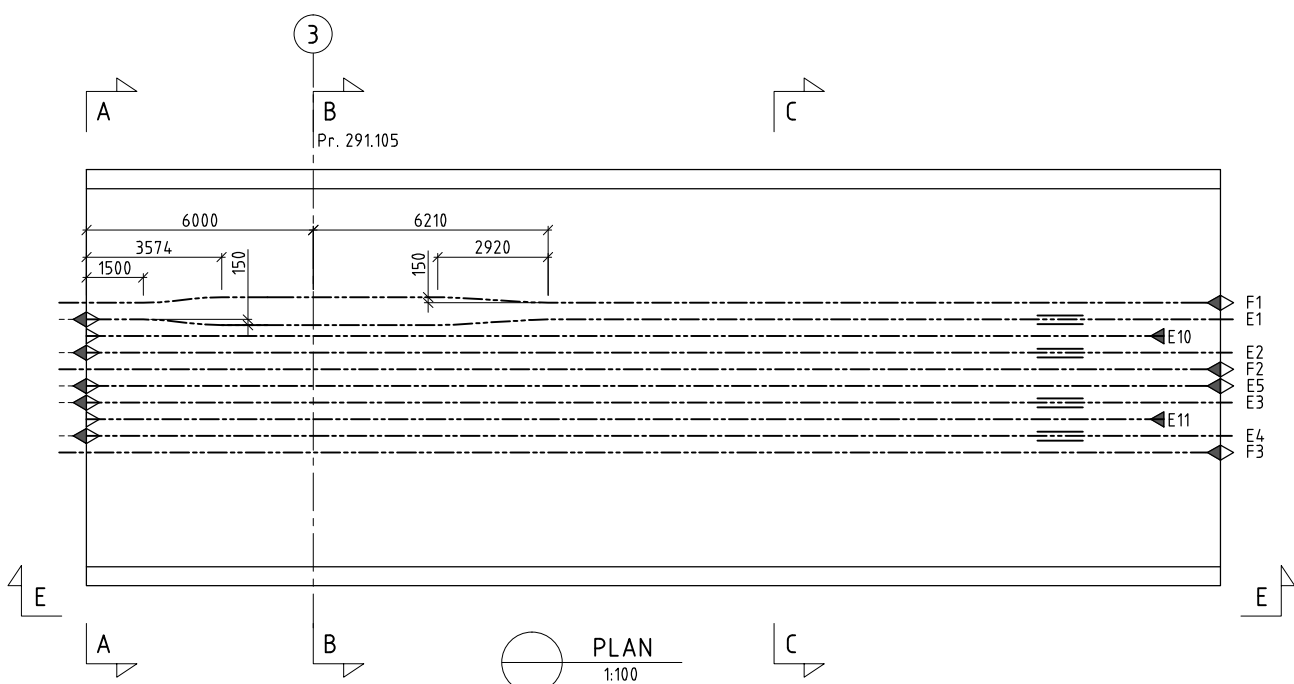
HENVISNINGER

Tegning K3-52: Bruplate akse 3-4, form
Tegning K3-92: Bruplate akse 3-4, armering

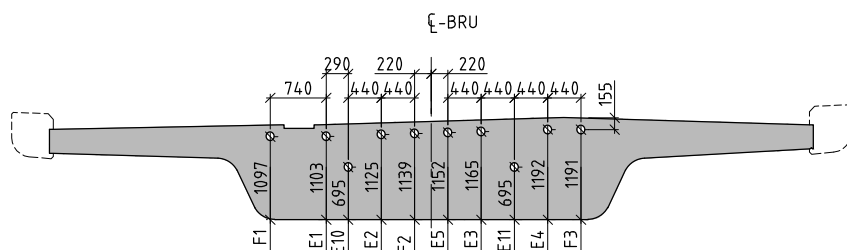
Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

STØP 5

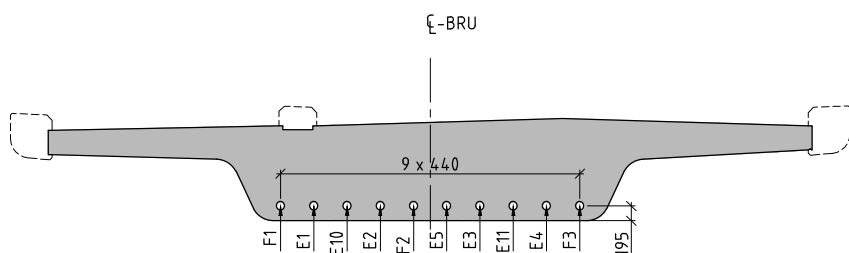
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utbud	Kantr	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Nærvø	
		Produsert for		Region midt	
		Produert av		Bru- og ferjekasseksjonen RM	
Fv. 659 HP7, 240		Prosjektnummer		4.04622	
15-3063 Nordøyvegen - Bru 3		PROF-nummer		15F08598_001	
Bruplate akse 3-4, spennarmering		Arkivreferanse		2014.10794.1	
Tilbudstegning		Byggeværnummer		15-3063	
		Målestokk A1		som vist	
Utarbeidet av		Kontrollert av		Godkjent av	
eriaun		iraurd		eriaun	
		Tegningsnummer / revisjonsboksstav		K3-62	



A SNITT
1:50

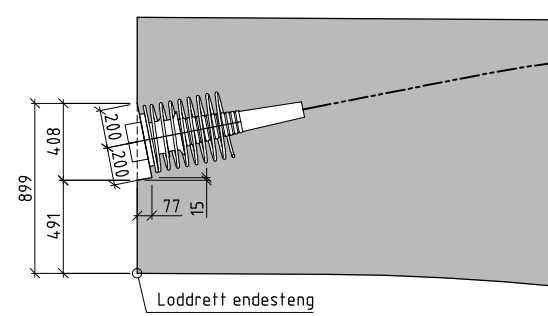
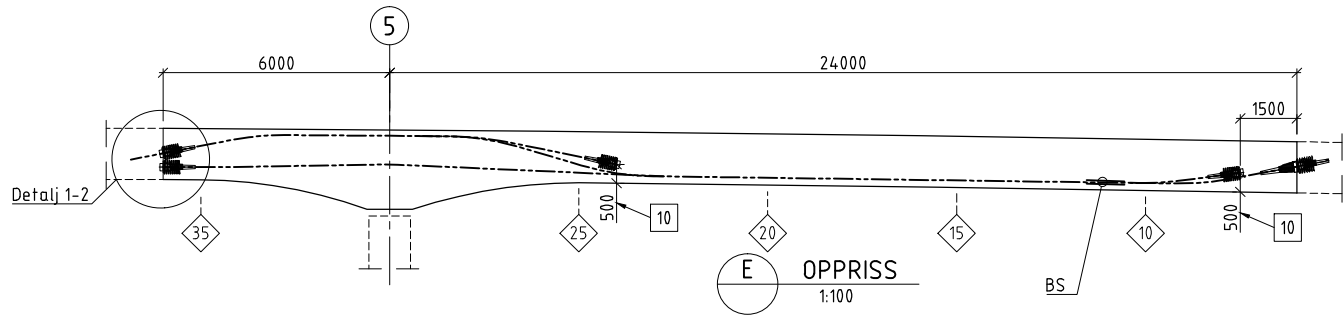


B SNITT
1:50

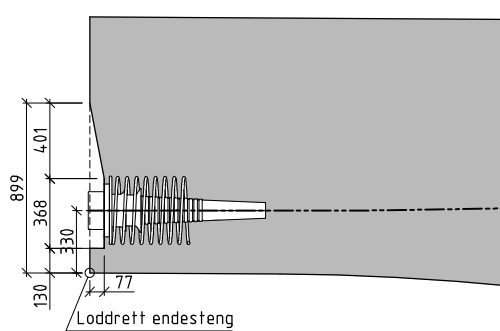


C SNITT
1:50

Avstand fra akse 6 målt langs profilinje (m)	36.0	35.0	34.0	33.0	32.0	31.0	30.0	29.0	28.0	27.0	26.0	25.0	24.0	23.0	22.0	21.0	20.0	19.0	18.0	17.0	16.0	15.0	14.0	13.0	12.0	11.0	10.0	9.0	8.0	7.0	6.0
Avstand fra UK bruplate til senterlinje kabelrør (m) Kabel: C1-3, C5-7, D1-2	0.695	0.896	1.132	1.340	1.535	1.808	1.937	1.803	1.527	1.196	0.810	0.481	0.263	0.203	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.297	0.495	0.695
Avstand fra UK bruplate til senterlinje kabelrør (m) Kabel: C10-11	0.330	0.336	0.387	0.523	0.738	1.035	1.185	1.019	0.719	0.495	0.346	0.269	0.236	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.283			
Avstand fra UK bruplate til senterlinje kabelrør (m) Kabel: D3-4	0.695	0.896	1.132	1.340	1.535	1.808	1.937	1.803	1.527	1.241	0.932	0.694	0.500																		



1 DETALJ
1:20



2 DETALJ
1:20

TEGNFORKLARINGER:

- ▲ a = aktiv forankring
- ▶ p = passiv forankring
- ▶ fs = fast skjøtekløbing
- ▬ bs = bevegelig skjøtekløbing

MERKNADER

• Kontroll/utførelse
Kontrollklasse: Utvidet (U) iht. NS-EN 1990:2002+NA:2008
Kvalitetsstyring: Utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670:2009+NA:2010
Toleranser: Nøyaktighetsklasse A, Hb R762, prosess B4.
Alle synlige hjørner avfases med 20 mm trekantlist.

• Spennarmering
Spennkabler type 1506 - 15 spenntau 0,62", $A_s = 2250 \text{ mm}^2$
Max oppspenningskraft: 3321 kN
Max forspenningskraft etter låsetap: 3137 kN

Type 1906 - 19 spenntau 0,62", $A_s = 2850 \text{ mm}^2$
Max oppspenningskraft: 4207 kN
Max forspenningskraft etter låsetap: 3973 kN

Stålkvalitet $f_{pk}/f_{p0,1k} = 1860/1640 \text{ MPa}$, lavrelaksasjonsstål

1. Minimum betongfasthet (ferning/sylinder) ved oppspenning, $f_{cm,0}$: 40/32 MPa
2. Forankringene skal monteres uforskyvelige i formen slik at ankerplaten står vinkelrett på kabelrørets senterlinje i den ferdige konstruksjonen.
3. Kablene skal være rette i avstand 1500 mm fra ankerplaten. Kablenes kurvatur skal være jevn mellom gitte punkter.
4. Til gjenstøping av utsparring ved forankringer benyttes betong med samme kvalitet som bruplatten forøvrig, og limes til herdet betong med rescon epoxy ls eller tilsvarende.
5. Det skal plasseres spiralarmering rundt alle forankringer.
6. Tillatt avvik fra angitt kabelplassering:
Vertikalt og horisontalt: $\pm 10 \text{ mm}$
7. Oppspenningsrekkefølge:
C2, C1, C3, C6, C7, C5, C11, C10

10 Mål gjelder senter forankringsplate.

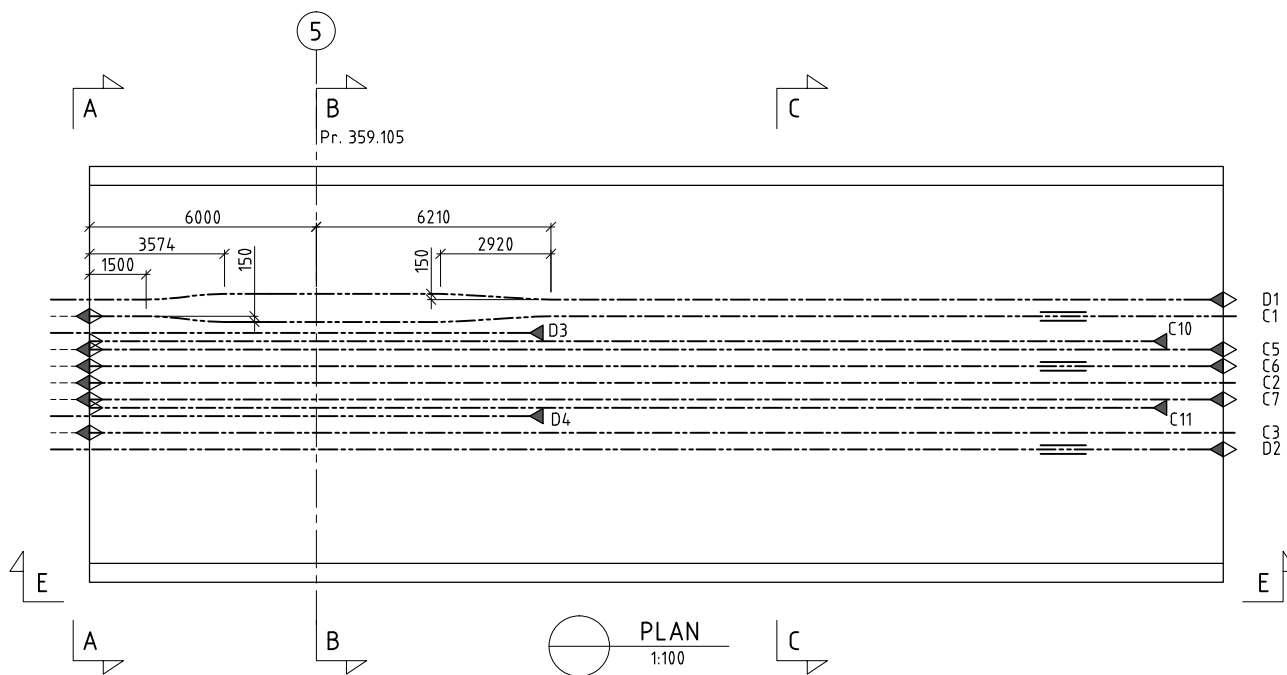
HENVISNINGER

Tegning K3-54: Bruplate akse 5-6, form
Tegning K3-94: Bruplate akse 5-6, armering

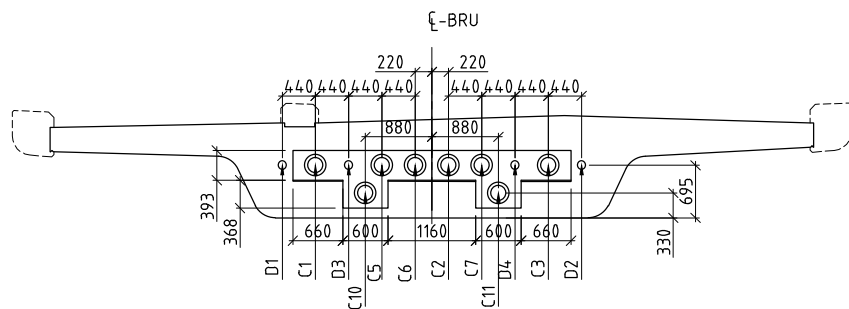
Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

STØP 3

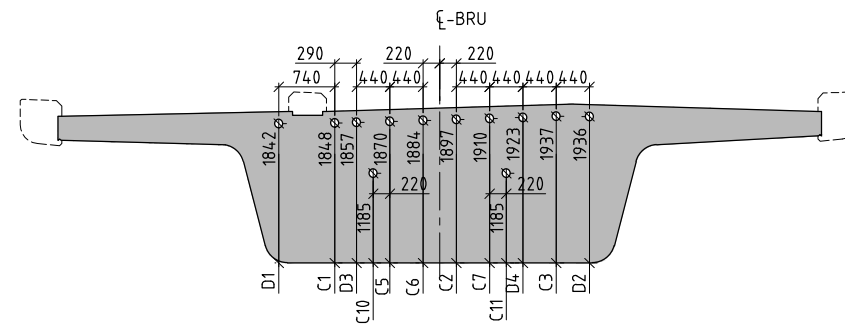
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kantr	Godkjet	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Nærvø	
		Produsert for		Region midt	
		Produsert av		Bru- og ferjekasseksjonen RM	
Fv. 659 HP7, 240		Prosjektnummer		404622	
15-3063 Nordøyvegen - Bru 3		PROF-nummer		15F05598_001	
Bruplate akse 5-6, spennarmering		Arkivreferanse		2014.10794.1	
Tilbudstegning		Byggeværnummer		15-3063	
		Målestokk A1		som vist	
Utarbeidet av		Kontrollert av		Godkjet av	
eriaun		iraurd		eriaun	
		Tegningsnummer / revisjonsbøkkstav		K3-64	



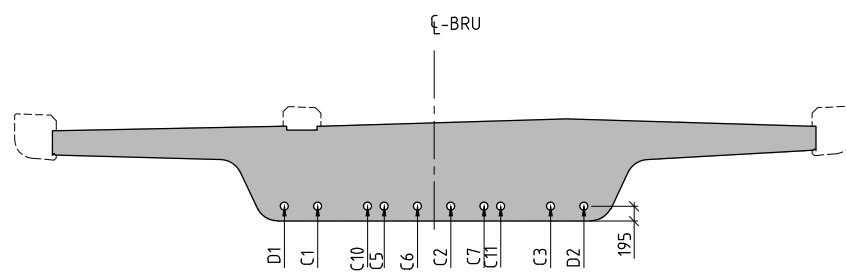
Kabel nr.	D1	C1	D3	C5	C6	C2	C7	D4	D2
Differanse (mm) vertikalt fra kabel C3:	-94	-88	-80	-66	-53	-40	-27	-13	-1



A OPPERISS
1:50

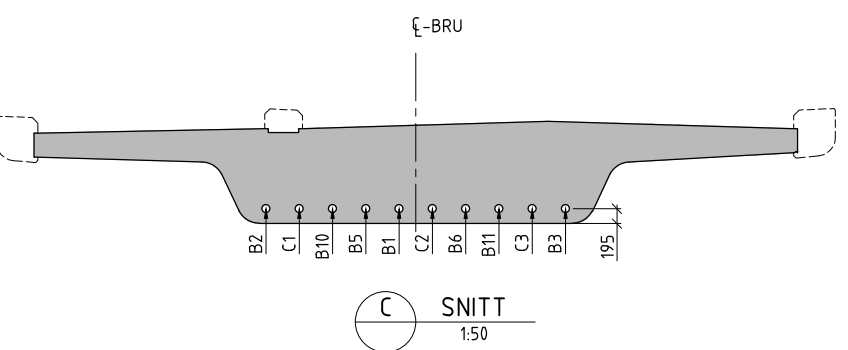
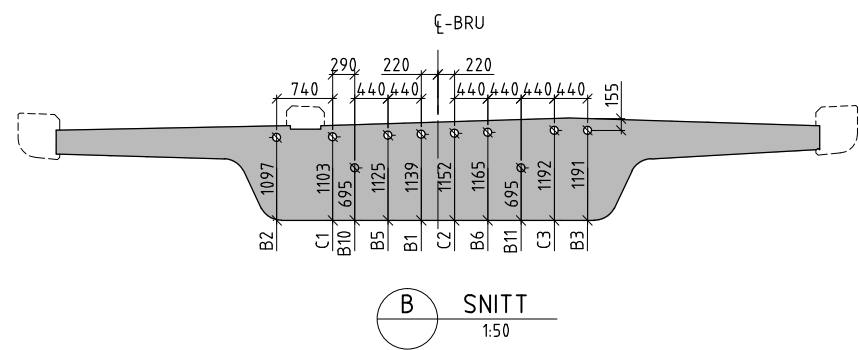
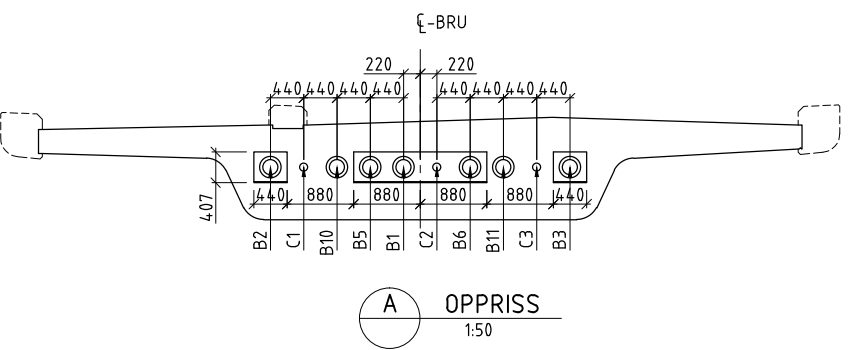
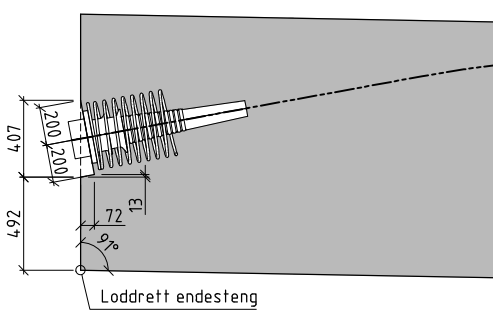
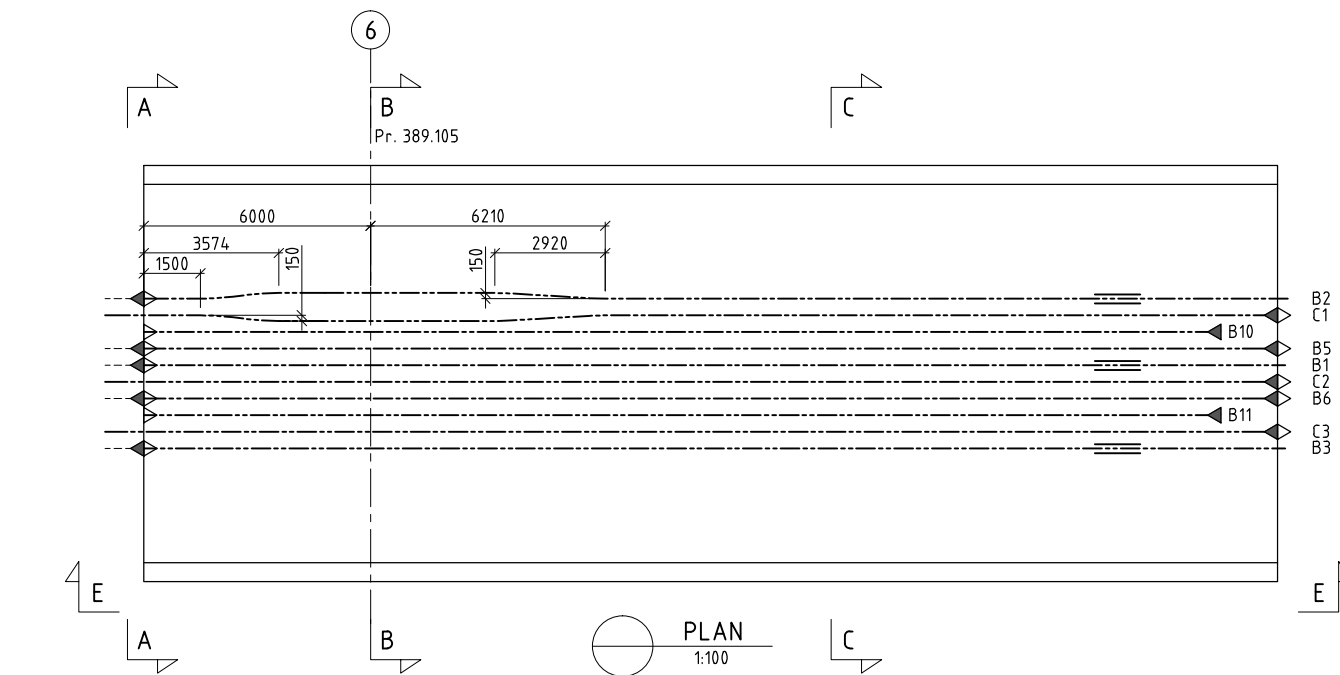
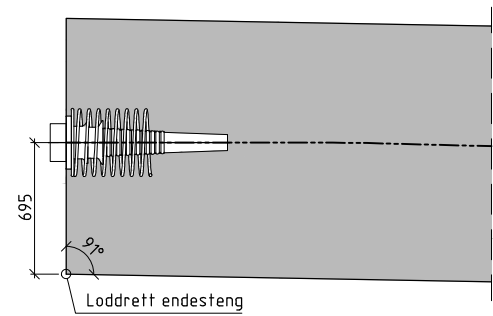
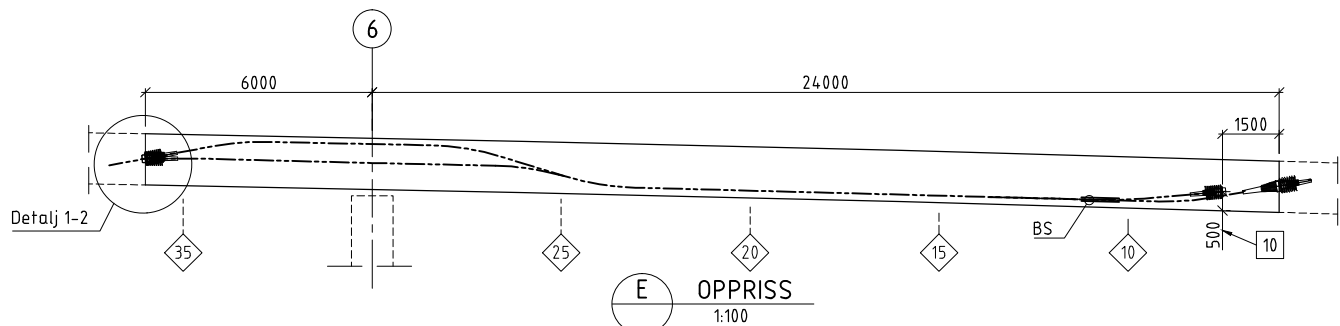


B SNITT
1:50



C SNITT
1:50

Avstand fra akse 7 målt langs profilinje (m)	36.0	35.0	34.0	33.0	32.0	31.0	30.0	29.0	28.0	27.0	26.0	25.0	24.0	23.0	22.0	21.0	20.0	19.0	18.0	17.0	16.0	15.0	14.0	13.0	12.0	11.0	10.0	9.0	8.0	7.0	6.0
Avstand fra UK bruplate til senterlinje kabelrør (m) Kabel: B1-3, B5-6, C1-3	0.695	0.896	1.094	1.192	1.192	1.192	1.192	1.192	1.181	1.039	0.781	0.481	0.263	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.218	0.297	0.495	0.695
Avstand fra UK bruplate til senterlinje kabelrør (m) Kabel: B10-11	0.695	0.713	0.719	0.712	0.706	0.701	0.695	0.695	0.695	0.695	0.655	0.477	0.263	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.219	0.324			



TEGNFORKLARINGER:

- ▲ a = aktiv forankring
- ▶ p = passiv forankring
- ▶ fs = fast skjøtekløbing
- ≡ bs = bevegelig skjøtekløbing

MERKNADER

- Kontroll/utførelse
Kontrollklasse: Utvidet (U) iht. NS-EN 1990:2002+NA:2008
Kvalitetsstyring: Utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670:2009+NA:2010
Toleranser: Nøyaktighetsklasse A, Hb R762, prosess B4.
Alle synlige hjørner avfases med 20 mm trekantlist.
- Spennarmering
Spennkabler type 1506 - 15 spenntau 0,62", A_s = 2250 mm²
Max oppspenningskraft: 3321 kN
Max forspenningskraft etter låsetap: 3137 kN

Type 1906 - 19 spenntau 0,62", A_s = 2850 mm²
Max oppspenningskraft: 4207 kN
Max forspenningskraft etter låsetap: 3973 kN

Stålkvalitet $f_{pk}/f_{p0,1k} = 1860/1640$ MPa, lavrelaksasjonsstål

1. Minimum betongfasthet (ferning/sylinder) ved oppspenning, $f_{cm,0}$: 40/32 MPa
2. Forankringene skal monteres uforskyvelige i formen slik at ankerplaten står vinkelrett på kabelrørets senterlinje i den ferdige konstruksjonen.
3. Kablene skal være rette i avstand 1500 mm fra ankerplaten. Kablens kurvatur skal være jevn mellom gitte punkter.
4. Til gjenstøping av utsparing ved forankringer benyttes betong med samme kvalitet som bruplaten forøvrig, og limes til herdet betong med rescon epoxy ls eller tilsvarende.
5. Det skal plasseres spiralarmering rundt alle forankringer.
6. Tillatt avvik fra angitt kabelplassering:
Vertikalt og horisontalt: ±10 mm
7. Oppspenningsrekkefølge:
B2, B3, B1, B6, B5, B11, B10

10 Mål gjelder senter forankringsplate.

HENVISNINGER

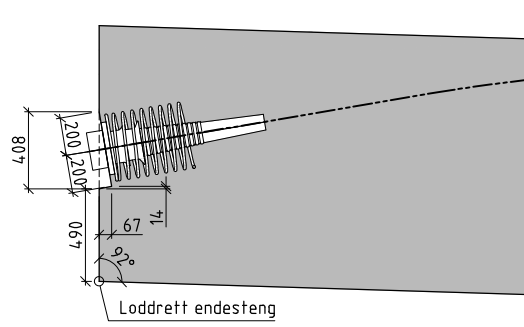
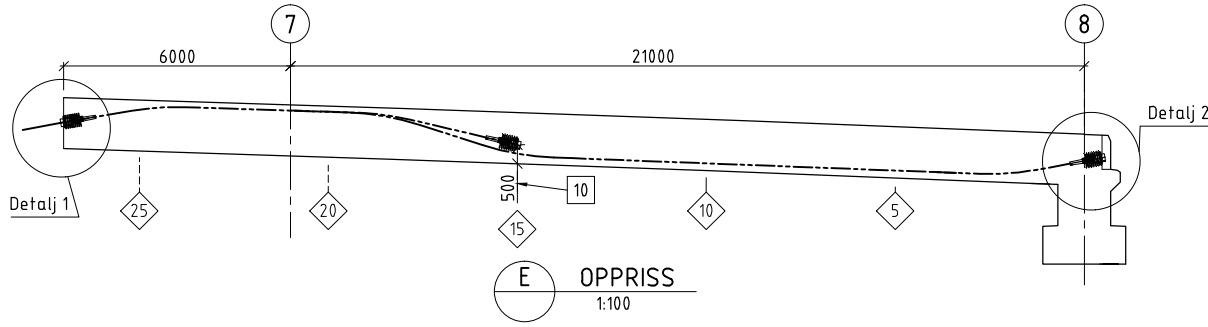
Tegning K3-55: Bruplate akse 6-7, form
Tegning K3-95: Bruplate akse 6-7, armering

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

STØP 2

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb.	Kantr.	Godkjert	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Nørø	
		Produsert for		Region midt	
		Produsert av		Bru- og ferjekasseksjonen RM	
		Fv. 659 HP7, 240		Prosjektnummer	
		15-3063 Nordøyvegen - Bru 3		4/0422	
		Bruplate akse 6-7, spennarmering		PROF-nummer	
				15F08598_001	
				Arkivreferanse	
				2014.10794.1	
				Byggeværnummer	
				15-3063	
				Målestokk A1	
				som vist	
Tilbudstegning		Tegningsnummer /		revisjonsbokstav	
				K3-65	
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjert av	Konsulentarkiv		
eriaun	iraurd	eriaun			

Avstand fra akse 8 målt langs profilinje (m)	27.0	26.0	25.0	24.0	23.0	22.0	21.0	20.0	19.0	18.0	17.0	16.0	15.0	14.0	13.0	12.0	11.0	10.0	9.0	8.0	7.0	6.0	5.0	4.0	3.0	2.0	1.0	0.0
Avstand fra UK bruplate til senterlinje kabelrør (m) Kabel: A1-A5, B1	0.695	0.896	1.094	1.192	1.192	1.192	1.192	1.181	1.039	0.768	0.481	0.263	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.195	0.238	0.420	0.646
Avstand fra UK bruplate til senterlinje kabelrør (m) Kabel: B2, B3	0.695	0.896	1.094	1.191	1.191	1.191	1.191	1.191	1.191	1.096	0.898	0.699	0.500															



TEGNFORKLARINGER:

- a = aktiv forankring
- p = passiv forankring
- fs = fast skjøtekløbing
- bs = bevegelig skjøtekløbing

MERKNADER

- Kontroll/utførelse
Kontrollklasse: Utvidet (U) iht. NS-EN 1990:2002+NA:2008
Kvalitetsstyring: Utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670:2009+NA:2010
Toleranser: Nøyaktighetsklasse A, Hb R762, prosess B4.
Alle synlige hjørner avfases med 20 mm trekantlist.

- Spennarmering
Spennkabler type 1506 - 15 spenntau 0,62", A_s = 2250 mm²
Max oppspenningskraft: 3321 kN
Max forspenningskraft etter låsetap: 3137 kN
- Type 1906 - 19 spenntau 0,62", A_s = 2850 mm²
Max oppspenningskraft: 4207 kN
Max forspenningskraft etter låsetap: 3973 kN

Stålkvalitet $f_{pk}/f_{p0,1k} = 1860/1640$ MPa, lavrelaksasjonsstål

1. Minimum betongfasthet (ferning/sylinder) ved oppspenning, $f_{cm,0}$: 40/32 MPa
2. Forankringene skal monteres uforskyvelige i formen slik at ankerplaten står vinkelrett på kabelrørets senterlinje i den ferdige konstruksjonen.
3. Kablene skal være rette i avstand 1500 mm fra ankerplaten. Kablenes kurvatur skal være jevn mellom gitte punkter.
4. Til gjenstøping av utsparring ved forankringer benyttes betong med samme kvalitet som bruplatten forøvrig, og limes til herdet betong med rescon epoxy ls eller tilsvarende.
5. Det skal plasseres spiralarmering rundt alle forankringer.
6. Tillatt avvik fra angitt kabelplassering:
Vertikalt og horisontalt: ±10 mm
7. Oppspenningsrekkefølge:
A3, A2, A4, A1, A5

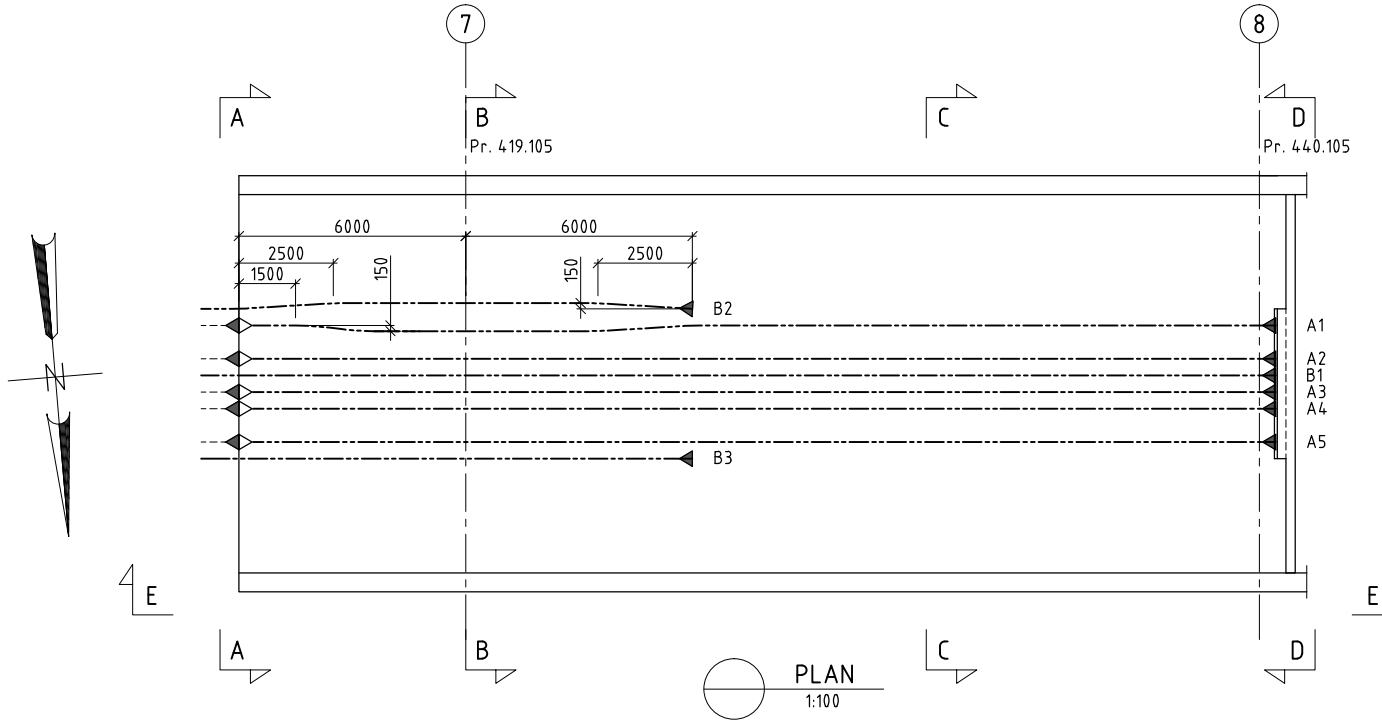
10 Mål gjelder senter forankringsplate.

HENVISNINGER
Tegning K3-56: Bruplate akse 7-8, form
Tegning K3-96: Bruplate akse 7-8, armering

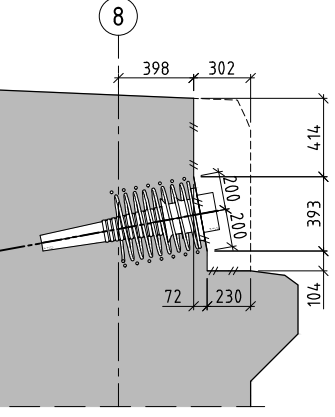
Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

STØP 1

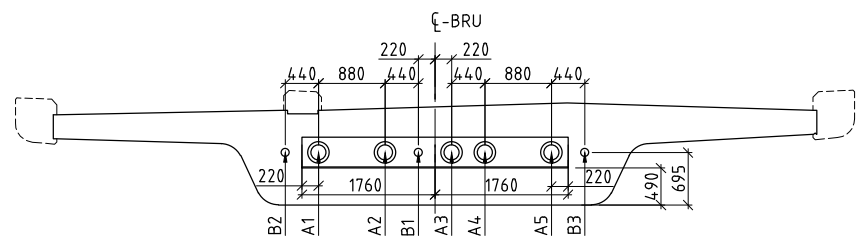
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utdarb	Kantr	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato	01.08.2015		
		Bestiller	Marianne Nørø		
		Produsert for	Region midt		
		Produsert av	Bru- og ferjekasseksjonen RM		
		Fv. 659 HP7, 240	15-3063 Nordøyvegen - Bru 3		
		15-3063 Nordøyvegen - Bru 3	Bruplate akse 7-8, spennarmering		
		Tilbudstegning			
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer / revisjonsbokstav	
eriaun	iraurd	eriaun		K3-66	



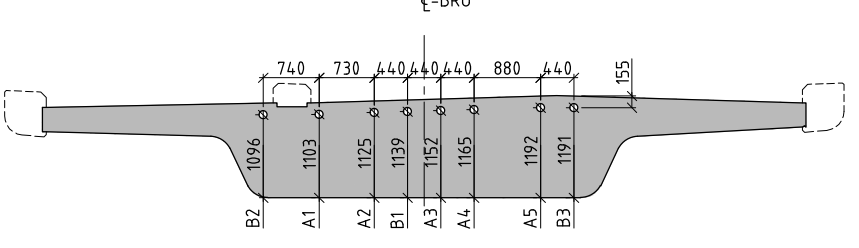
1 DETALJ 1:20



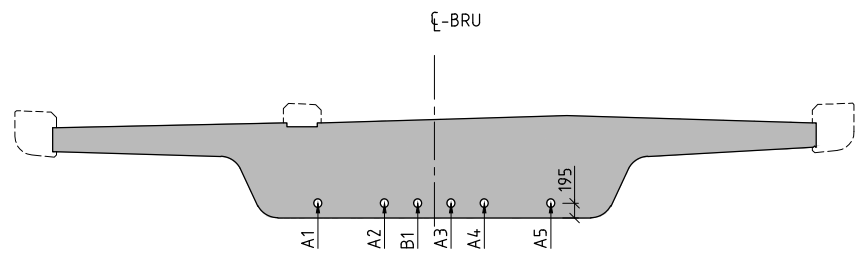
2 DETALJ 1:20



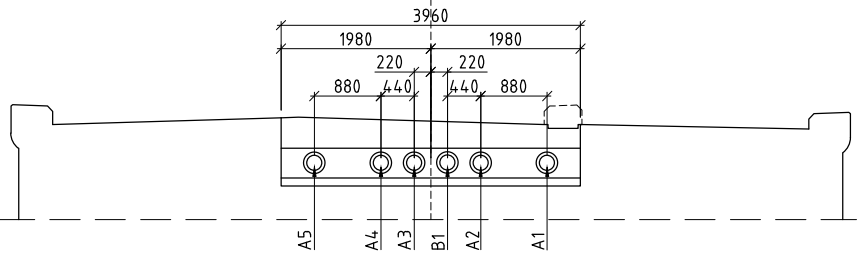
A OPPRISS 1:50



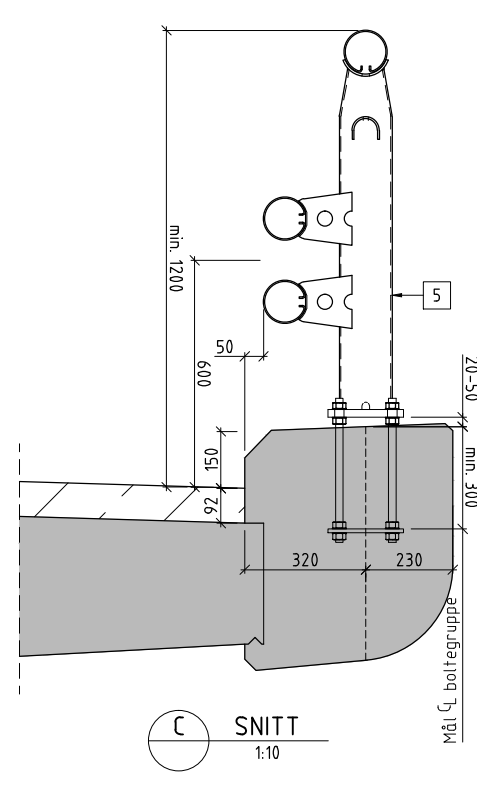
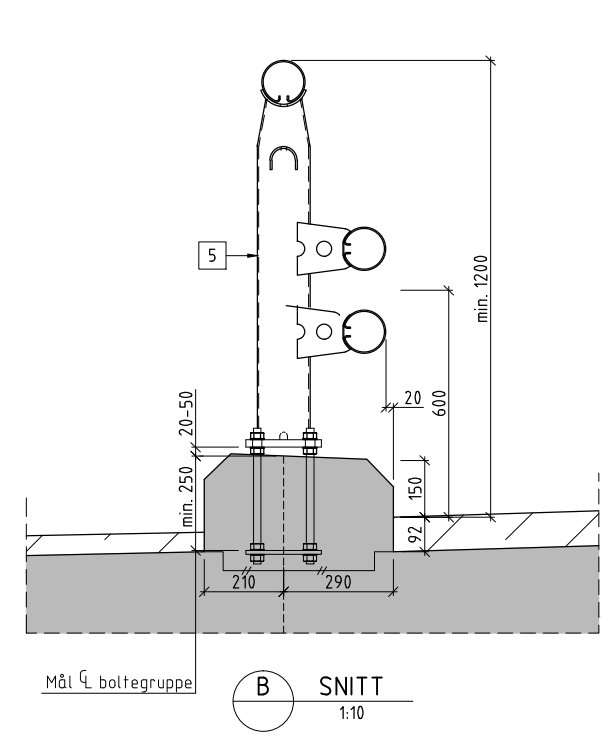
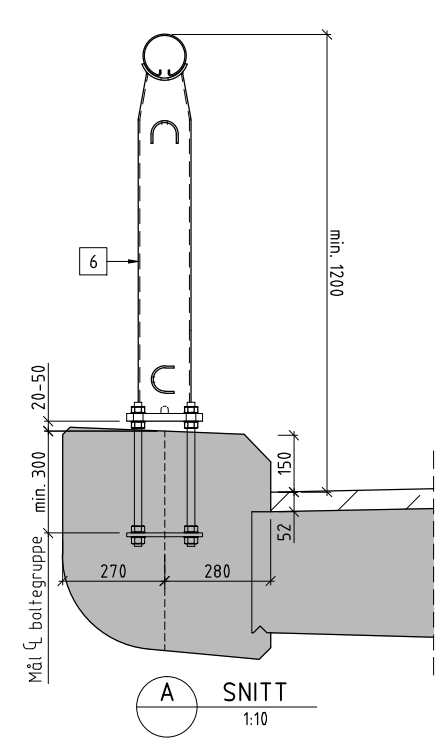
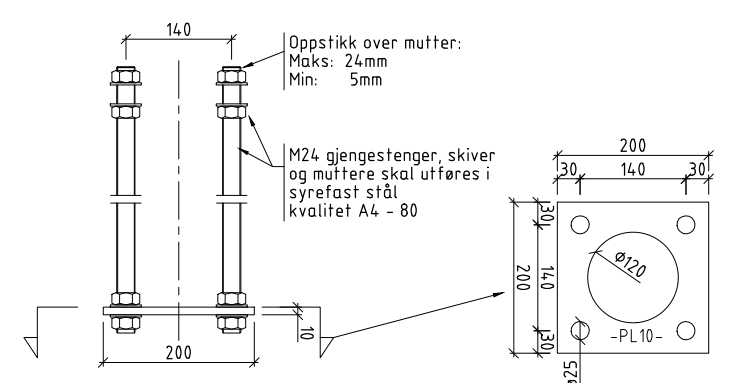
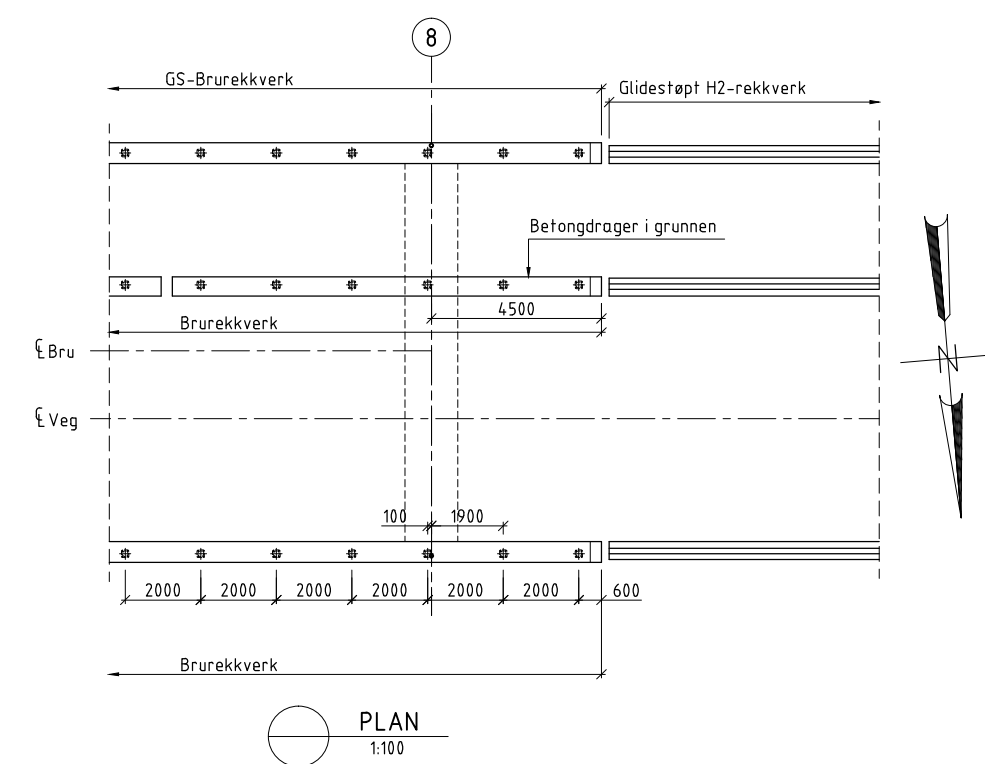
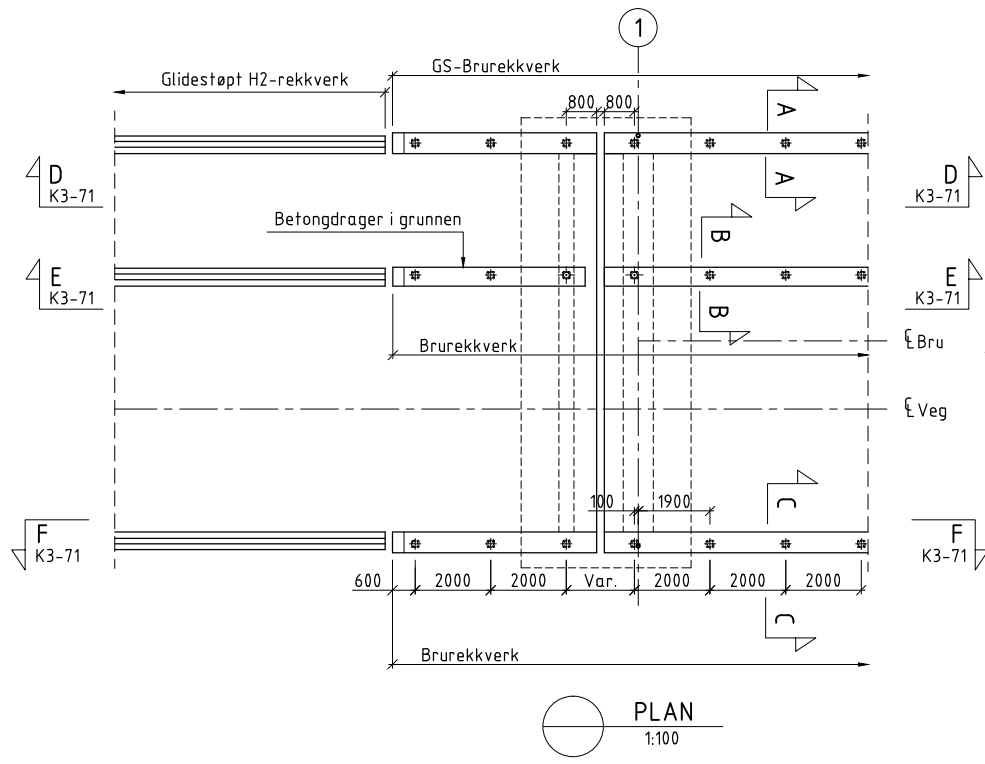
B SNITT 1:50



C SNITT 1:50



D OPPRISS 1:50

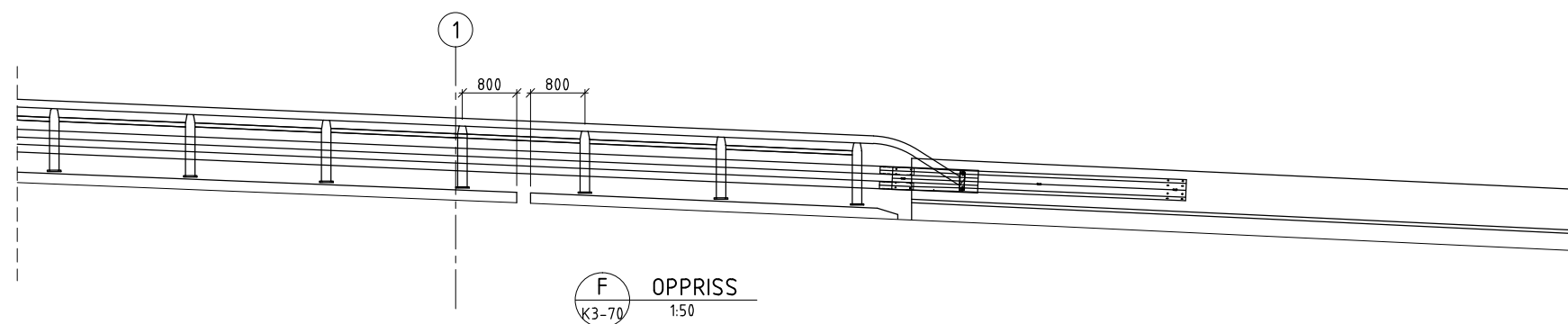
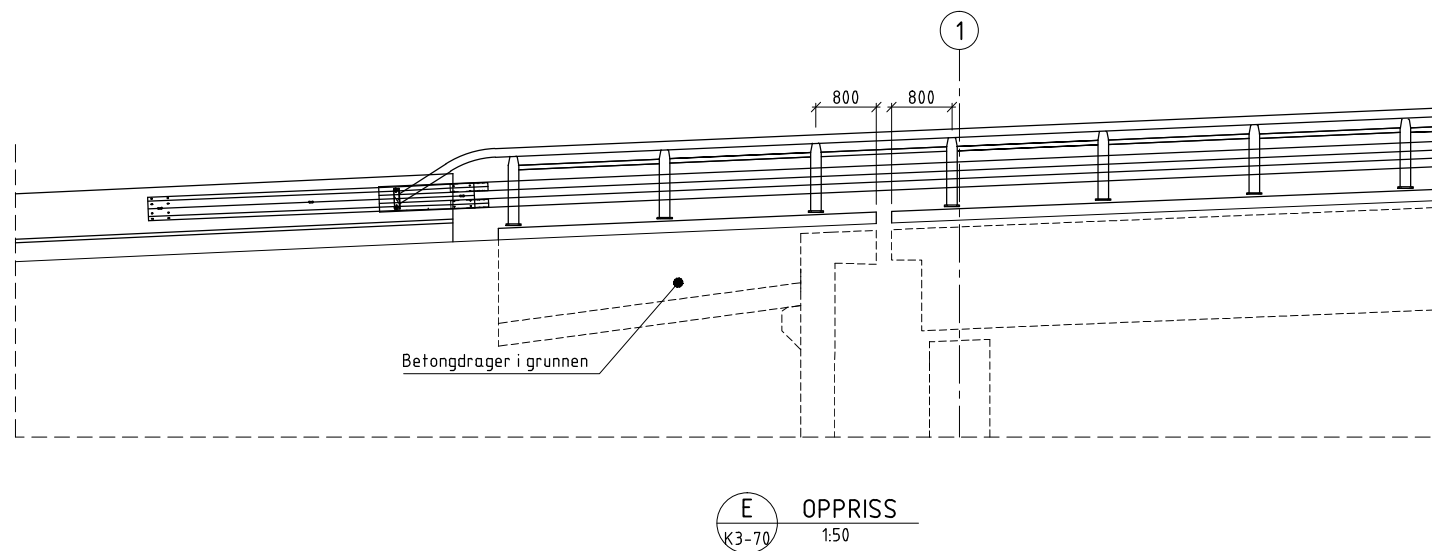
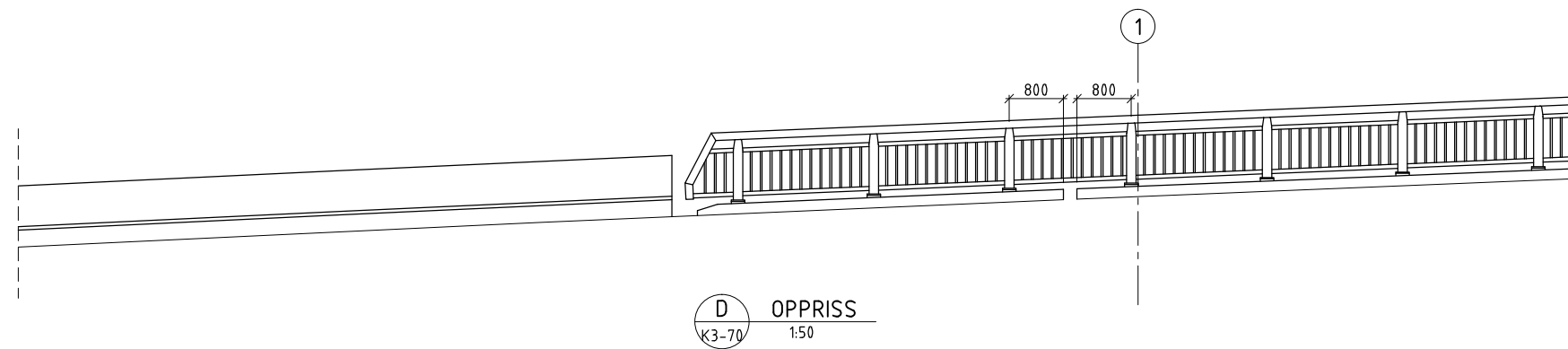


- MERKNADER**
- Materialer og utførelse iht. Hb N101, V161 og R762. Det vises forøvrig til leverandørens anvisninger.
 - Rekkverksstolper og sprosser skal stå vertikalt. Langsgående profiler skal følge bruas vertikalkurvatur.
 - Fuger i rekkverk skal kunne ta opp bruas bevegelser i lengderetningen. Dilatasjonsskjøter utføres iht. V161, og som angitt av leverandør.
 - Varmforsinket stål skal være iht. klasse B.
 - Brurekkverk styrkeklasse H2, type Vik Ørsta BR-2 el. tilsvarende.
 - GS-rekkverk type Vik Ørsta BR-4 el. tilsvarende, med sprossepanel.

- HENVISNINGER**
- Tegning K3-01: Oversikt
 Tegning K3-71: Rekkverk: Oppriss og snitt
 Tegning K3-72: Plassering av rekkverksstolper
 Tegning K3-73: Fuge akse 1
 Tegning K3-74: Avrenning under fuge i akse 1
 Tegning K3-75: Lagre og fuger

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb.	Kantr.	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Nørø	
		Produsert for		Region midt	
		Produert av		Bru- og ferjekasseksjonen RM	
		Prosjektnummer		404622	
		PROF-nummer		15F08598_001	
		Arkivreferanse		2014.10794.1	
		Byggeværnummer		15-3063	
		Målestokk A1		som vist	
Tilbudstegning		Tegningsnummer / revisjonsboks		K3-70	
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv		
iraud	erian	erian			




MERKNADER

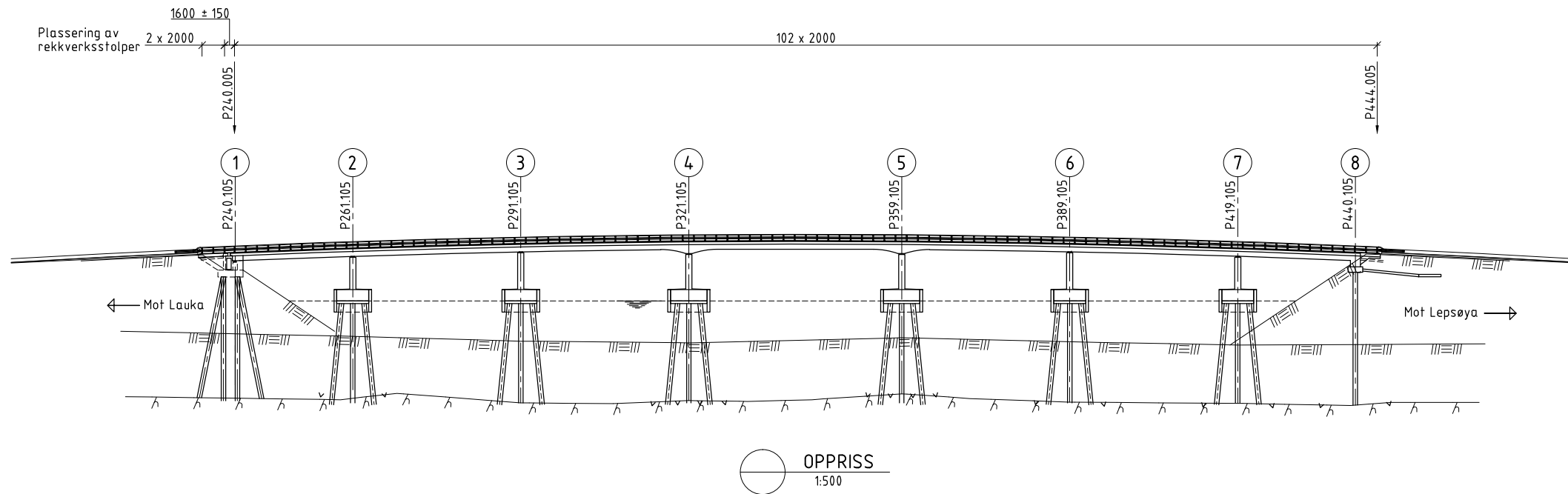
1. Materialer og utførelse iht. Hb N101, V161 og R762. Det vises forøvrig til leverandørens anvisninger.
2. Rekkverksstolper og sprosser skal stå vertikalt. Langsgående profiler skal følge bruas vertikalkurvatur.
3. Fuger i rekkverk skal kunne ta opp bruas bevegelser i lengderetningen. Dilatasjonsskjøter utføres iht. Hb V161, og som angitt av leverandør.
4. Varmforsinket stål skal være iht. klasse B.
5. Brurekkverk styrkeklasse H2, type Vik Ørsta BR-2 el. tilsvarende.
6. GS-rekkverk type Vik Ørsta BR-4 el. tilsvarende, med sprossepanel.

HENVISNINGER

- Tegning K3-01: Oversikt
 Tegning K3-70: Rekkverk: Plan og snitt
 Tegning K3-72: Plassering av rekkverksstolper
 Tegning K3-73: Fuge akse 1
 Tegning K3-74: Avrenning under fuge i akse 1
 Tegning K3-75: Lagre og fuger

Til teknisk delgodkjenning
 01.08.2015

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utdr.	Kantr.	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Nørpe	
		Prosjekt for		Region midt	
Fv. 659 HP7, 240		Prosjekt av		Bru- og ferjekaiseksjonen RM	
15-3063 Nordøyvegen - Bru 3		Prosjektnummer		404622	
Rekkverk. Oppriss og snitt		PROF-nummer		15F08598_001	
		Arkivreferanse		2014.10794.1	
		Byggeværksnummer		15-3063	
Tilbudstegning		Målestokk A1		som vist	
Utdr. av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer / revisjonsboksnavn	
iraurd	eriaun	eriaun		K3-71	



MERKNADER

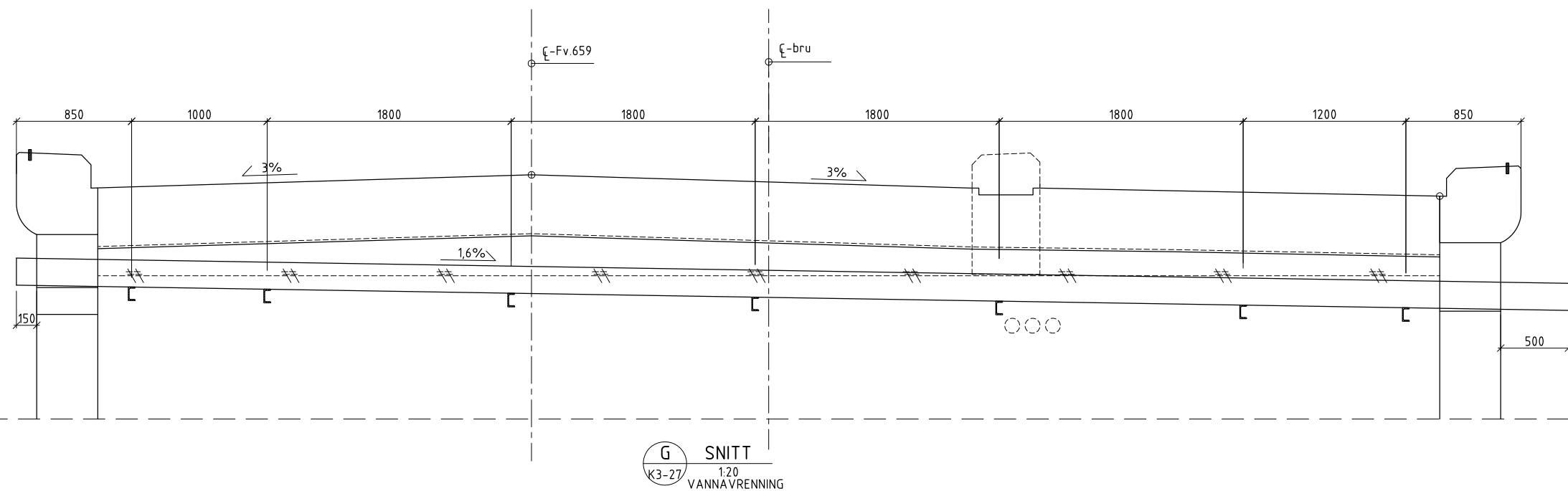
1. Materialer og utførelse iht. Hb N101, V161 og R762. Det vises forøvrig til leverandørens anvisninger.
2. Rekkverksstolper og sprosser skal stå vertikalt. Langsgående profiler skal følge bruas vertikalkurvatur.
3. Fuger i rekkverk skal kunne ta opp bruas bevegelser i lengderetningen. Dilatasjonsskjøter utføres iht. Hb V161, og som angitt av leverandør.
4. Varmforsinket stål skal være iht. klasse B.
5. Brurekkverk styrkeklasse H2, type Vik Ørsta BR-2 el. tilsvarende.
6. GS-rekkverk type Vik Ørsta BR-4 el. tilsvarende, med sprossepanel.

HENVISNINGER

- Tegning K3-01: Oversikt
 Tegning K3-70: Rekkverk: Plan og snitt
 Tegning K3-71: Rekkverk: Oppriss og snitt
 Tegning K3-73: Fuge akse 1
 Tegning K3-74: Avrenning under fuge i akse 1
 Tegning K3-75: Lagre og fuger

Til teknisk delgodkjenning
 01.08.2015

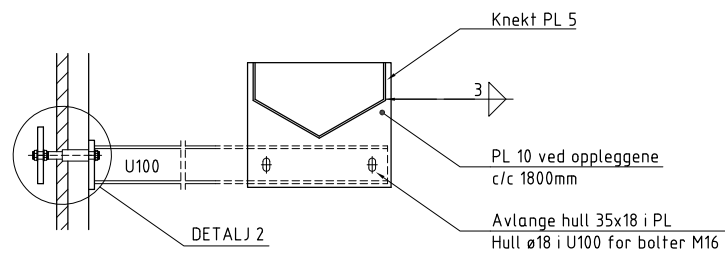
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utdr.	Kantr.	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Nørø	
		Produsert for		Region midt	
		Produert av		Bru- og ferjekasseksjonen RM	
Fv. 659 HP7, 240		Prosjektnummer		4.04622	
15-3063 Nordøyvegen - Bru 3		PROF-nummer		15F06598_001	
Rekkverk. Plassering av rekkverksstolper		Arkivreferanse		2014.10794.1	
Tilbudstegning		Byggeværksnummer		15-3063	
		Målestokk A1		som vist	
Utdr. av		Godkjent av		Konsulentarkiv	
iraud		eriaun		Tegningsnummer / revisjonsboksnavn	
				K3-72	



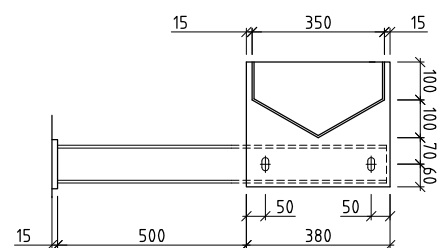
G SNITT
K3-27 1:20
VANNAVRENNING

MERKNADER

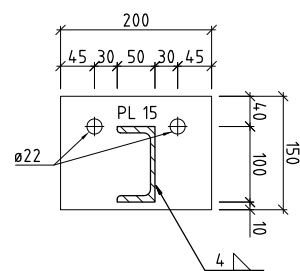
1. Utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010
2. Nøyaktighetsklasse A iht. Håndbok R762, Tabell 84-2.
3. Betongkvalitet: B45 SV-standard
4. Synlige hjørner avfases med 20 mm trekantlist.
5. Fuge type Cipec wpxxx aluminium eller produkt med tilsvarende dokumenterte egenskaper monteres 5 mm forsenket i forhold til OK slitelag og fugeterskel
6. Stålkvaliteter/overflatebehandling
 - Innfesting av fotplate for U100:
 - Gjengestenger, bolter og muttere: syrefast A4-80 iht. NS-EN 10088 nr. 14404. Innstøpt forankringsplate, pl200.
 - Gjengede skjøtehylser og skiver: Samme syrefaste dokumenterbare kvalitet som gjengestenger mv (A4).
 - Skjøtehylser: Samme dokumenterbare kapasitet på strekk/bøyning som bolt/gjengestang
 - Øvrig stål (renne med opplegg):
 - Skrue, metriske gjenger: Kvalitet 8.8 NS-EN 10088 nr. 14404
 - Muttere: Kvalitet 8 NS-EN 10088 nr. 14404
 - Underlagsskiver: Hårdhet hv 200 NS-EN 10088 nr. 14404
 - Plater og valset materiale: Syrefast stål NS-EN 10088 nr. 14404



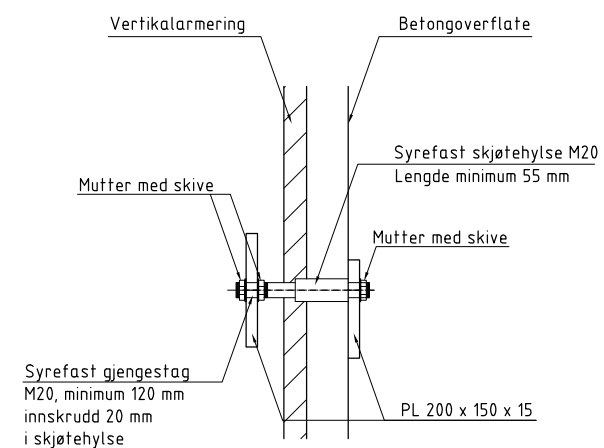
DETAILJ RENNE (1)
1:10



DETAILJ RENNE (2)
1:10



DETAILJ INNFESTING U100 PÅ PL 15
1:5



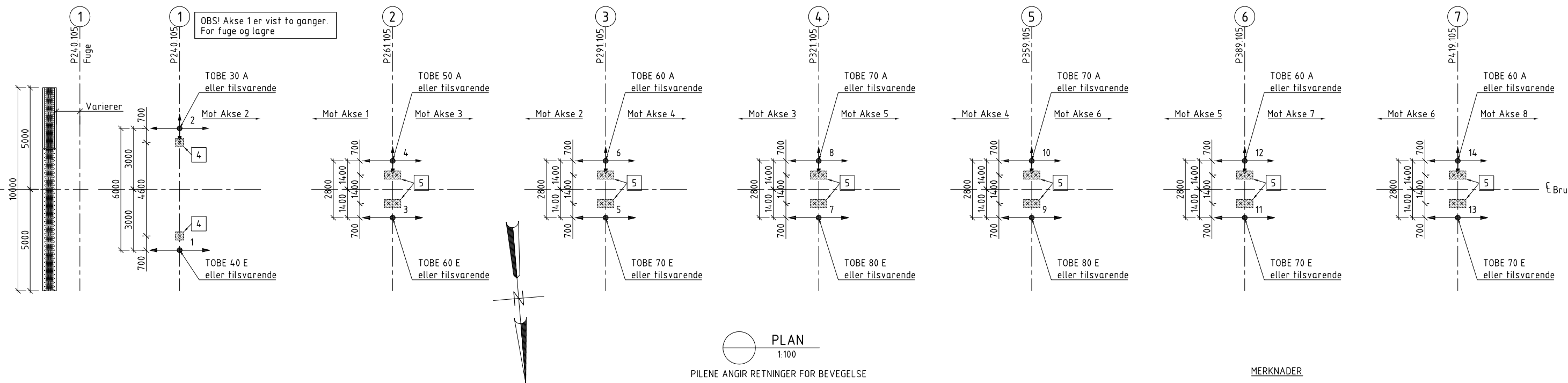
2 DETALJ
1:5

HENVISNINGER

- Tegning K3-25: Grave-/fyllingsplan akse 1
Tegning K3-27: Landkar akse 1 - 2/2
Tegning K3-73: Fuge i akse 1
Tegning K3-75: Lagre og fuger

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato	01.08.2015		
		Bestiller	Marianne Nørre		
		Produsert for	Region midt		
Fv. 659 HP7, 240		Produsert av	Bru- og ferjekasseksjonen RM		
		Prosjektnummer	404622		
		PROF-nummer	15F0659B_001		
		Arkivreferanse	2014.10794.1		
		Byggeværksnummer	15-3063		
Tilbudstegning		Målestokk A1	som vist		
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer / revisjonsbøksnavn	
igorpr	erianu	erianu			K3-74



Lagertype og krav til kapasitet, bevegelse og rotasjon i bruksgrensetilstand

Akse	Lager	Vertikallast Vmax [kN]	Vertikallast Vmin [kN]	Horisontallast for min vert. Last Htilh [kN]	Horisontallast Hmax [kN]	Vert. Last for max hor. Last Vtilh [kN]	Type	Bevegelse lengderetning/ tverretning	Tippvinkel [%]	Monteringsvinkel ift. Horisontalplanet i bruas lengderetning [%]	Forhåndsinnstilling (oppgis av bygghere) [mm]
1	1	-3591	-1165	329	-437	-2209	Ensidig bevegelig	± 200/0	2	4,7	
	2	-2683	-931	0	0	0	Allsidig bevegelig	± 200/25	2	4,7	
2	3	-7447	-3123	74	779	-6206	Ensidig bevegelig	± 200/0	2	0	
	4	-5938	-1774	0	0	0	Allsidig bevegelig	± 200/25	2	0	
3	5	-8251	-3489	69	952	-6691	Ensidig bevegelig	± 200/0	2	0	
	6	-6589	-2009	0	0	0	Allsidig bevegelig	± 200/25	2	0	
4	7	-9544	-4093	737	1051	-6448	Ensidig bevegelig	± 100/0	2	0	
	8	-7660	-2450	0	0	0	Allsidig bevegelig	± 100/25	2	0	
5	9	-9840	-4213	714	1044	-6639	Ensidig bevegelig	± 100/0	2	0	
	10	-8046	-2583	0	0	0	Allsidig bevegelig	± 100/25	2	0	
6	11	-8057	-3321	71	977	-5665	Ensidig bevegelig	± 100/0	2	0	
	12	-6317	-1840	0	0	0	Allsidig bevegelig	± 100/25	2	0	
7	13	-7859	-3196	127	999	-6414	Ensidig bevegelig	± 50/0	2	0	
	14		-1719	0	0	0	Allsidig bevegelig	± 50/25	2	0	

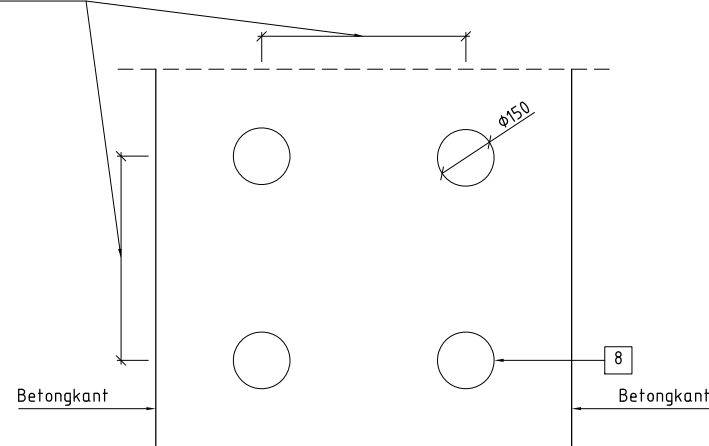
Jekker, laster i bruksgrense pr. areal for jekking

Akse	Vertikallast uten trafikklast [kN]	Vertikallast med trafikklast [kN]	Maks Oppjeking [mm]
1			10
2			10
3			10
4			10
5			10
6			10
7			10

Fugetype og krav til bevegelse i bruksgrensetilstand

Akse	Type	Bevegelse [mm]	Forhåndsinnstilling (må D) ved tidspunkt for fugemontasje
1	Fingerfuge	300	

Avstand bestemmes iht. leverandør

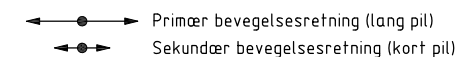


PLASSERING AV UTSPARINGER TIL LAGERBOLTER

1:10

MERKNADER

1. Utsparinger for lagerbolter gjenstøpes, og lagre understøpes, med høyfast mørtel av type Rescon nonsset 400 eller tilsvarende.
2. Alle lagre monteres horisontalt, unntatt akse 1 som følger lengdefallet.
3. Forhåndsinnstilling av lagre og fuger avhenger av monteringsstidspunkt og temperaturen på monteringsstidspunktet. Positiv forhåndsinnstilling betyr at øvre lagerplate forskyves mot minskende profilnummer i forhold til nedre lagerplate. Forhåndsinnstillinger skal bestemmes av byggeteknisk konsulent.
4. Areal for plassering av jekk: 400x400 mm.
5. Areal for plassering av jekk: 800x400 mm.
6. Ved jekking skal begge lagre i en akse løftes samtidig.
7. Glidelagre monteres med millimeterskala.
8. Utsparinger for lagerbolter iht. leverandør.

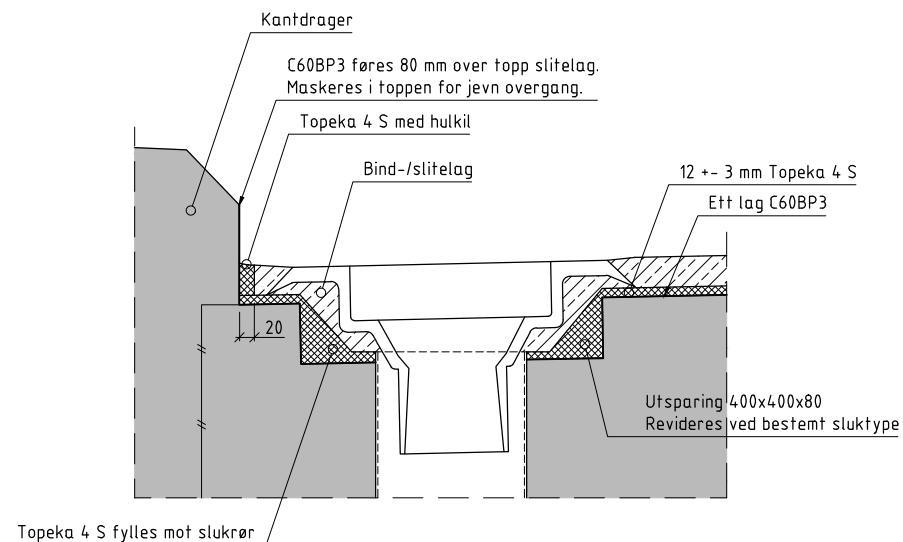


HENVISNINGER

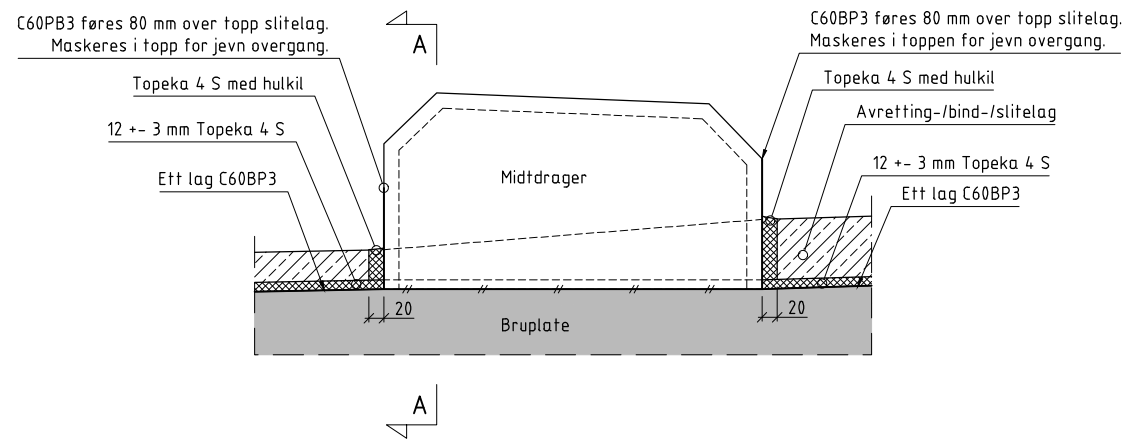
- Tegning K3-01: Oversikt
- Tegning K3-26: Landkar akse 1
- Tegning K3-32: Pilar akse 2
- Tegning K3-33: Pilar akse 3
- Tegning K3-34: Pilar akse 4
- Tegning K3-35: Pilar akse 5
- Tegning K3-36: Pilar akse 6
- Tegning K3-37: Pilar akse 7
- Tegning K3-73: Fuge i akse 1

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

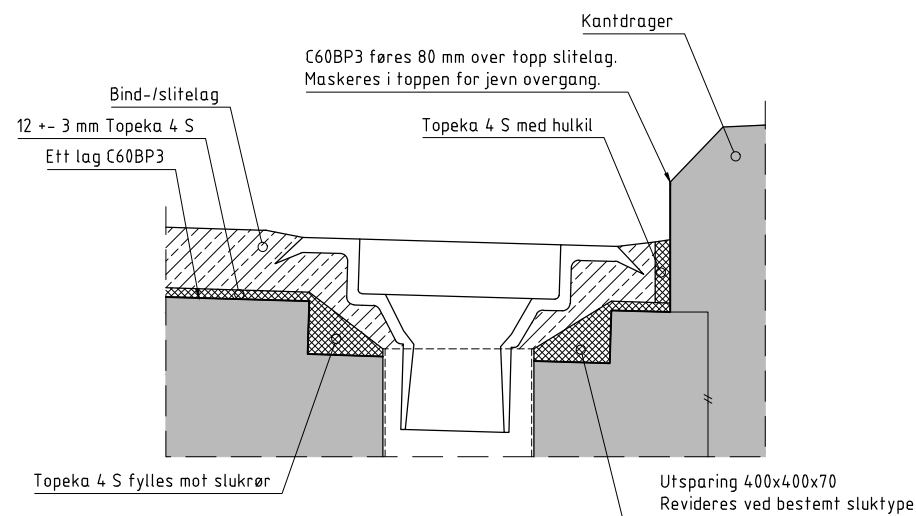
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utb. nr.	Kontr.	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato	01.08.2015		
		Bestiller	Marianne Nørre		
		Produsert for	Region midt		
		Produsert av	Bru- og ferjekasseksjonen RM		
		Prosjektnummer	404622		
		PROF-nummer	15F06598_001		
		Arkivreferanse	2014.10794.1		
		Byggeværksnummer	15-3063		
		Målestokk A1	som vist		
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer / revisjonsbøksnavn	K3-75
iraurd	eriaun	eriaun			



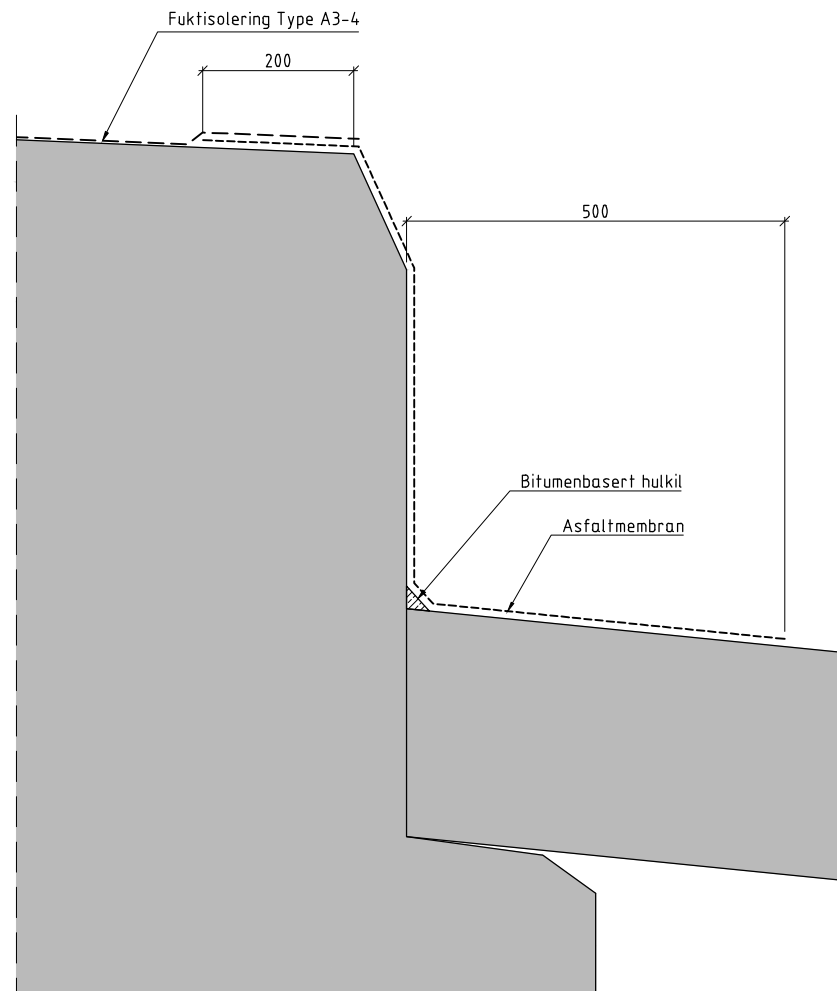
Detalj - 1:5
Tilslutning ved sluk i gangbane



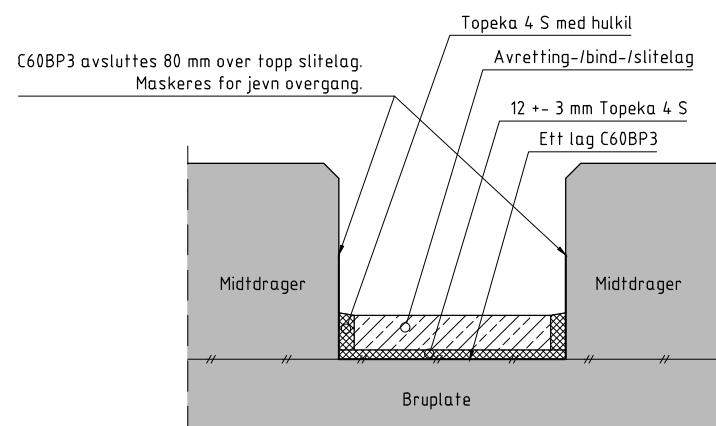
Detalj - 1:5
Tilslutning ved overgang gjennom midtdrager



Detalj - 1:5
Tilslutning ved sluk i vegbane



Detalj - 1:5
Tilslutning ved bruende akse 8



A SNITT
1:5

MERKNADER


- Ved oppfylling av Topeka 4 S hulkil mot betongflater skal det forskales med et egnet stålprofil eller lignende som lett lar seg fjerne etter utlegging av slitelag. Forskaling skal bygge 20 mm ut fra betongflate og ligge an i overkant fuktsolering/beskyttelseslag. Umiddelbart etter legging av slitelaget fjernes forskaling, hvis nødvendig varmes den opp for at den skal slippe fra underlaget. Fugen fylles opp umiddelbart med Topeka 4 S eller tilsvarende og formes med hulkil i overkant med fall ut fra kantdrager/betongflate.

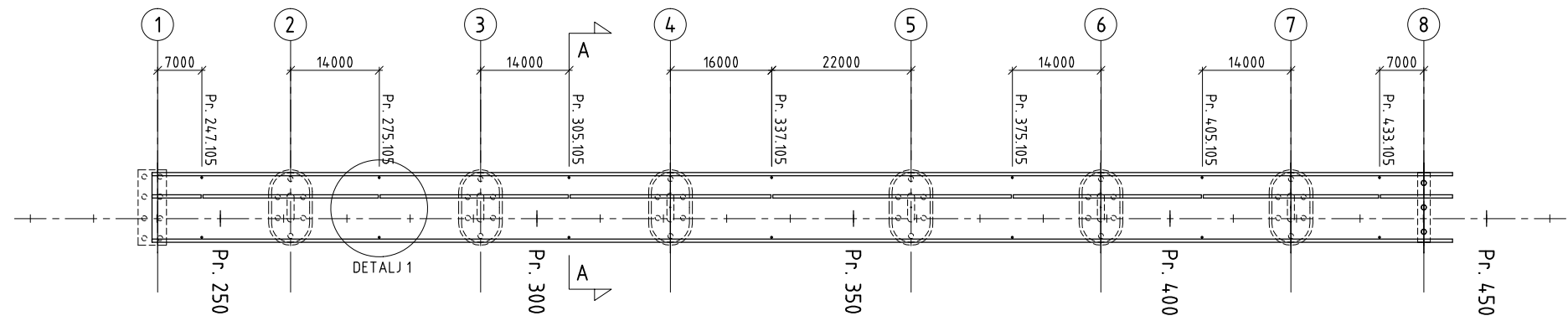
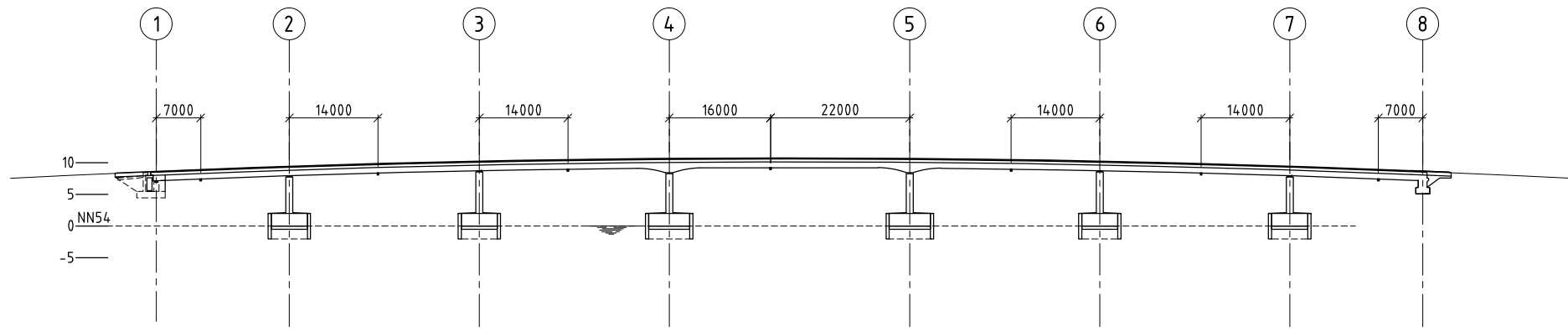
Fuge skal være ren og tørr før oppfylling.

HENVISNINGER
Tegning K3-77:

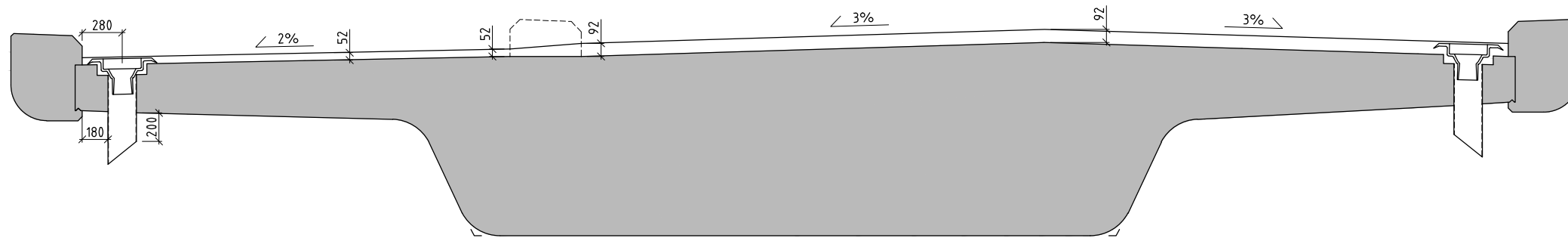
Sluk/avløp

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

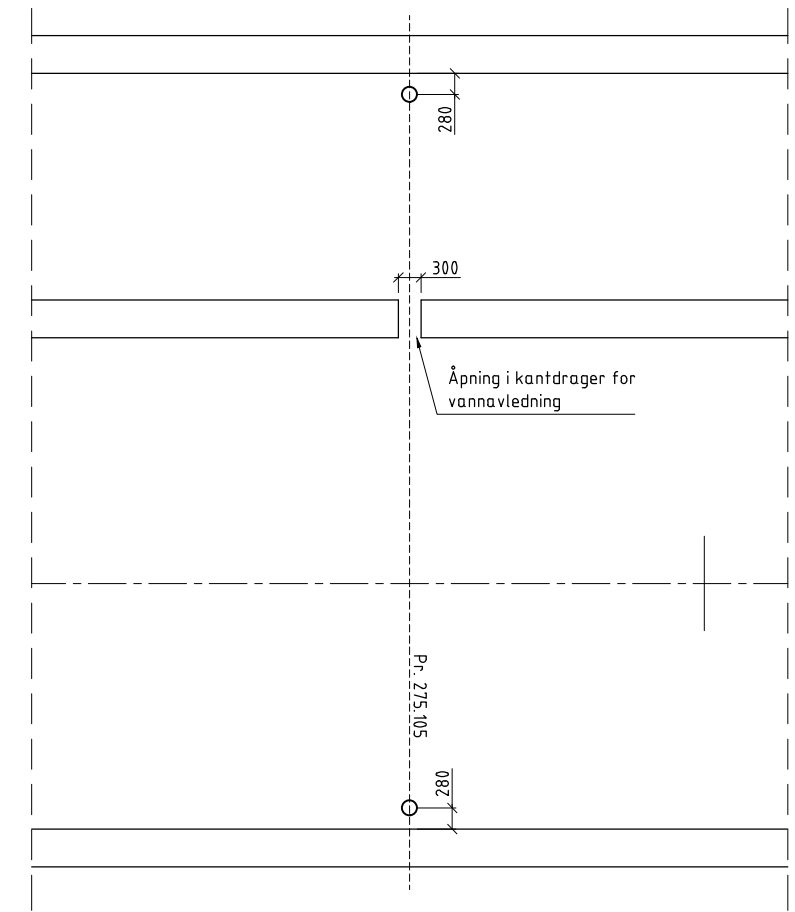
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utdr.	Kantr.	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Nørø	
		Prosjekt for		Region midt	
		Produert av		Bru- og ferjekasseksjonen RM	
		Prosjektnummer		404622	
		PROF-nummer		15F08598_001	
		Arkivreferanse		2014.10794.1	
		Byggeværnummer		15-3063	
		Målestokk A1		som vist	
		Tilbudstegning			
Utdr. av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer / revisjonsboksnavn	
eriaun	iraurd	eriaun		K3-76	



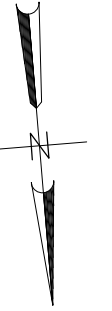
PLAN
1:500



A SNITT
1:20



1 DETALJ
1:50




MERKNADER

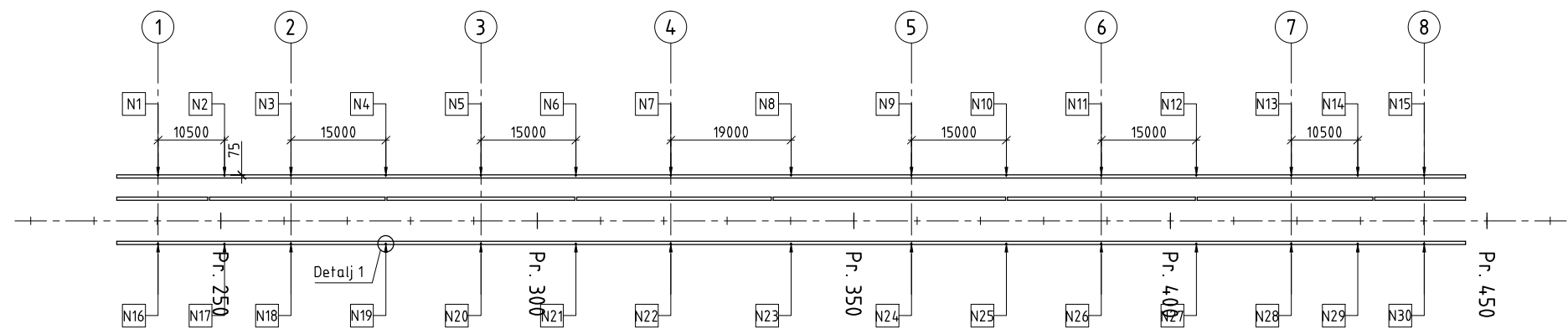
1. Innstøpt stålør skal ha rustfri kvalitet iht. NS-EN 10088 nr. 1.4.404.
2. Sveiselarver påføres røret på innstøpt del. Sveiselarver skal ha samme rustfrie kvalitet som røret og ikke påvirke rørets innside.
3. Armering skal ikke være i kontakt med innstøpt stålør og skal ha en overdekning på minst 50 mm fra røret.

HENVISNINGER
Tegning K3-76:

Belegning

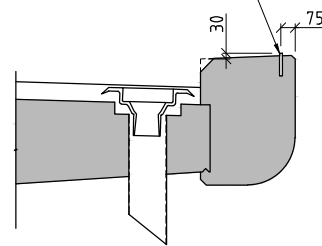
Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb.	Kantr.	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Nørø	
		Produsert for		Region midt	
Fv. 659 HP7, 240		Prosjekt		Bru- og ferjekaiseksjonen RM	
15-3063 Nordøyvegen - Bru 3		Prosjektnummer		4.04622	
Sluk/avløp		PROF-nummer		15F06598_001	
		Arkivreferanse		2014.10794.1	
		Byggeværksnummer		15-3063	
Tilbudstegning		Målestokk A1		som vist	
Utarbeidet av		Godkjent av		Tegningsnummer /	
eriaun		eriaun		revisjonsbøkestav	
Kontrollert av		Konsulentarkiv		K3-77	
iraurd					



PLAN
1:500

NIVELLERINGSBOLT ø16, L = 120 mm
Kvalitet A4-80 iht. NS-EN ISO 3506



1 DETALJ
1:20

MERKNADER

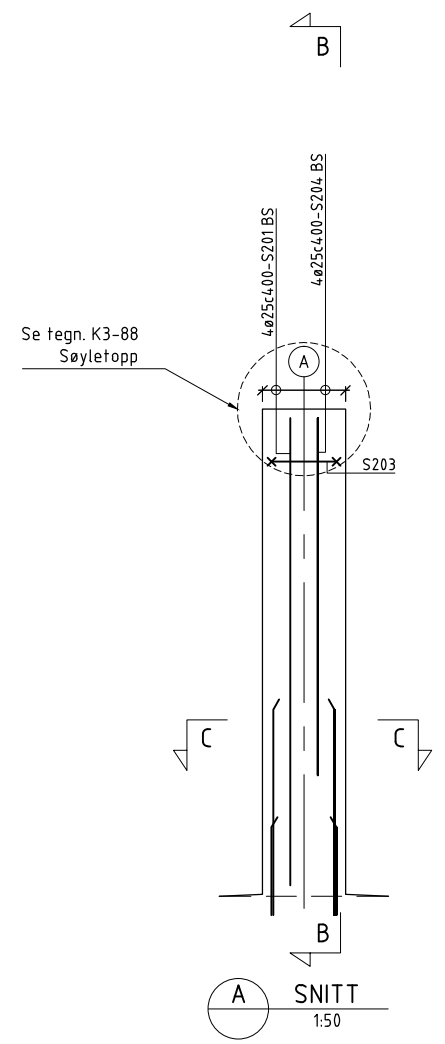
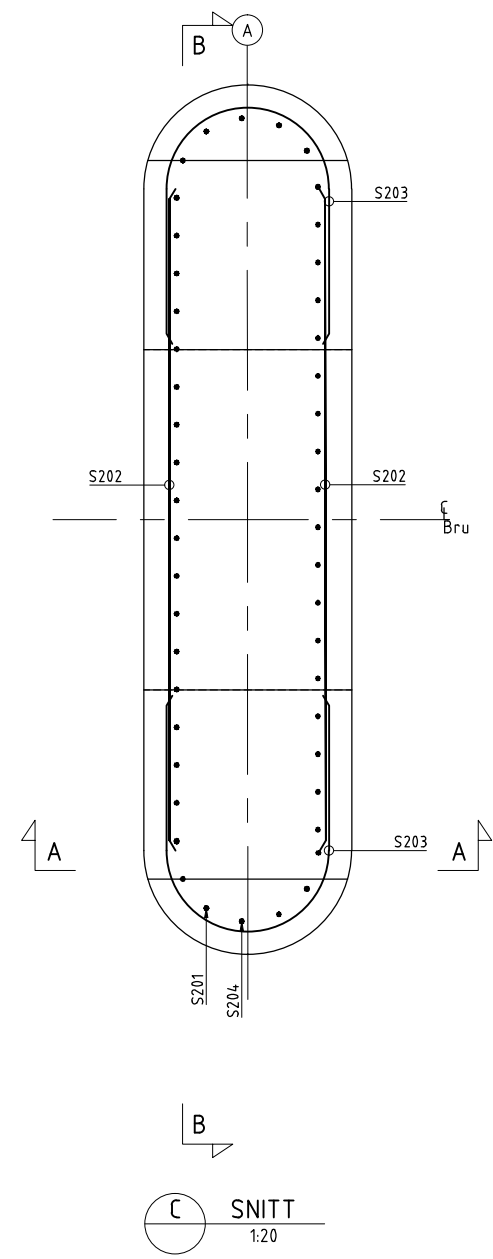
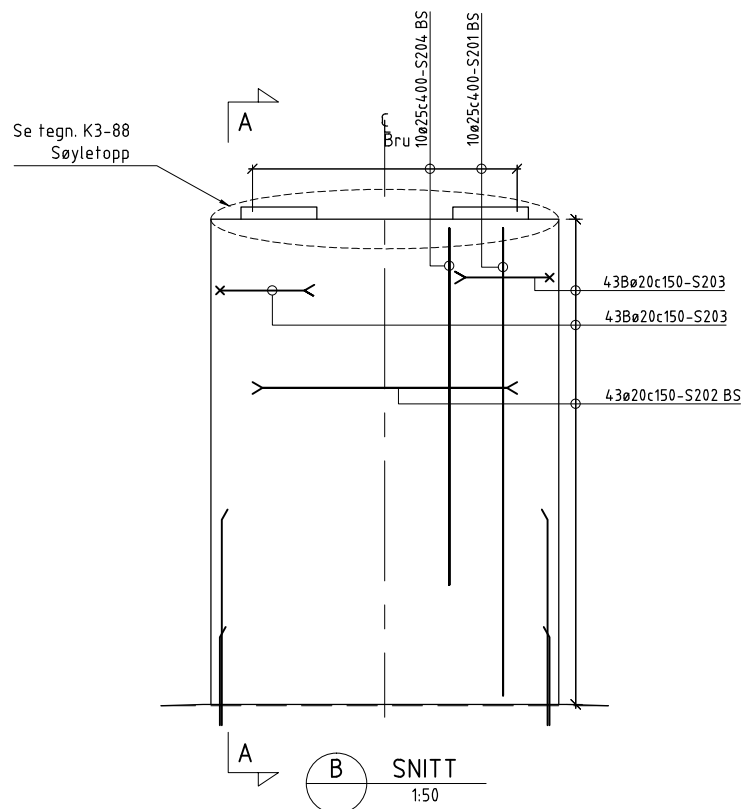
1. Nivelleringsbolter plasseres i alle akser og feltmidt.
2. Innmålte verdier føres inn i tegning K3-05.

HENVISNINGER
Tegning K3-05:

Inspeksjons-, drifts- og vedlikeholdsplan

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utdr.	Kantr.	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Nørø	
		Prosjekt for		Region midt	
		Produert av		Bru- og ferjekaiseksjonen RM	
		Fv. 659 HP7, 240		Prosjektnummer	
		15-3063 Nordøyvegen - Bru 3		404622	
		Nivelleringsbolter		PROF-nummer	
				15F06598_001	
				Arkivreferanse	
				2014.10794.1	
				Byggeværnummer	
				15-3063	
				Målestokk A1	
				som vist	
		Tegningsnummer /		K3-78	
		revisjonsboks			
Utdr. av		Kontrollert av		Godkjent av	
eriaun		iraurd		eriaun	
		Konsulentarkiv			



MERKNADER

1. Kvalitetsstyring: Utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010
2. Armering: Kamstenger teknisk klasse B500NC iht. NS 3576-3
3. Armeringsoverdekning (mm) ± toleranse (mm):

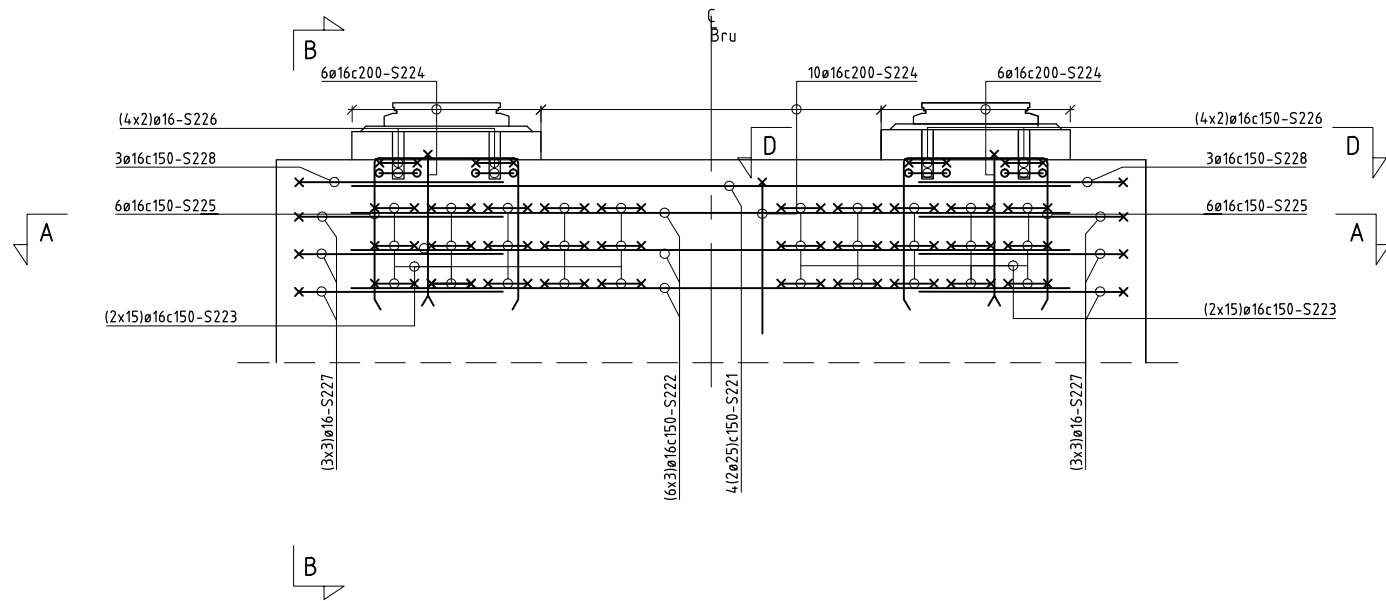
Konstruksjonsdel/overflate	Konstr arm	Ø12 mm mont jern
Søyle - YK	120 ± 20	100 ± 10

HENVISNINGER

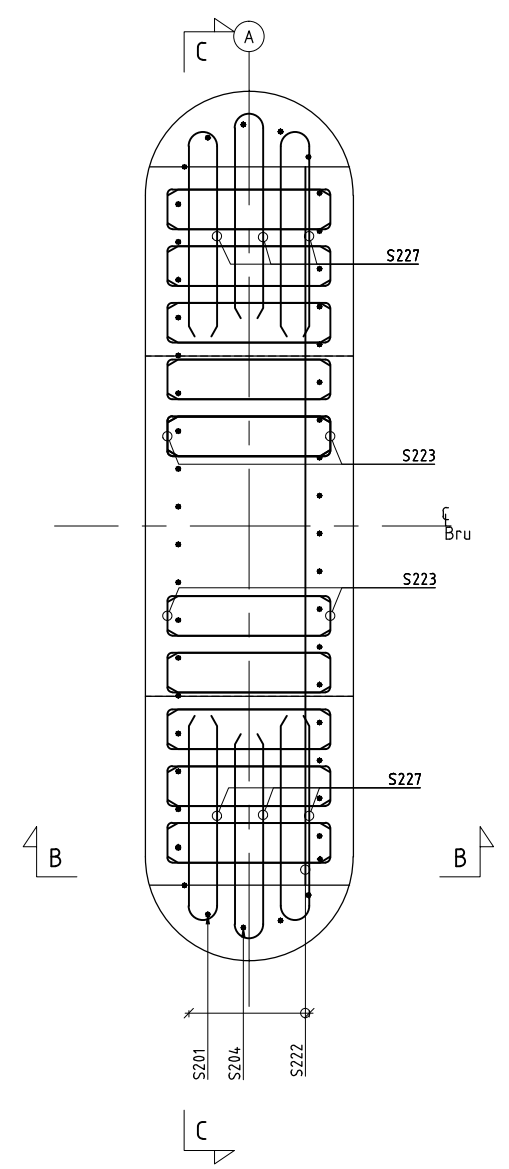
- Tegning K-21: Fundament, formtegn
- Tegning K-32: Pilar akse 2, formtegn
- Tegning K-88: Søyletopp akse 2, armering

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
Tegningsdato: 01.08.2015 Bestiller: Marianne Nørre Prosjekt for: Region midt Prosjekt av: Bru- og ferjekaiseksjonen RM Fv. 659 HP 15-3063 Nordøyvegen - Bru 3 Pilar akse 2, armering Tilbudstegning		Tegningsnummer: 404622 PROF-nummer: 15F06598_001 Arkivreferanse: 2014.10794.1 Byggeværksnummer: 15-3063 Målestokk: A1 Som vist			
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer / revisjonsbokstev	
endtor	iraurd	eriaun		K3-87	

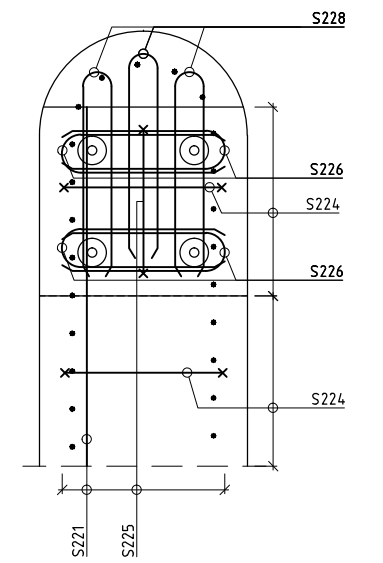


C SNITT
1:20



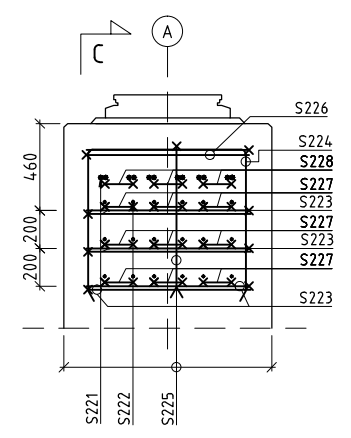
A SNITT
1:20

Spaltstrekkarmering



D SNITT
1:20

Overkanfarmering



B SNITT
1:20


MERKNADER

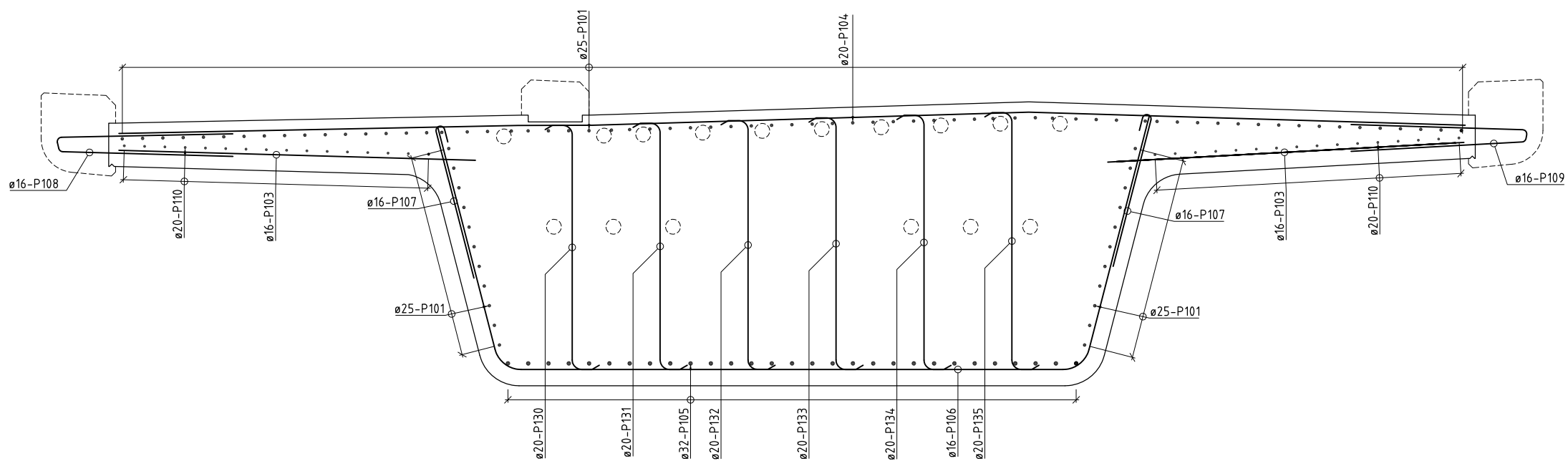
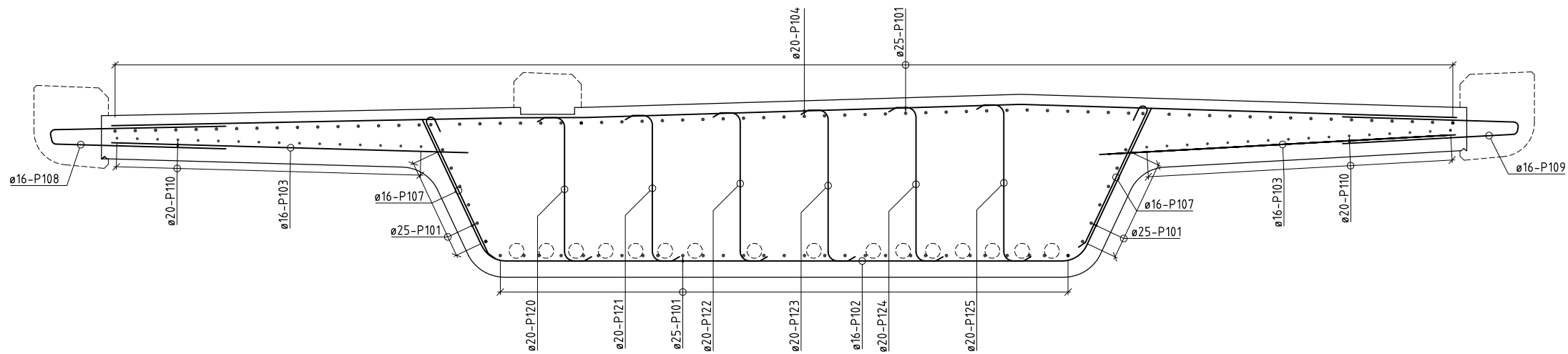
1. Kvalitetsstyring: Utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010
2. Armering: Kamstenger teknisk klasse B500NC iht. NS 3576-3
3. Armeringsoverdekning (mm) ± toleranse (mm):
 Konstruksjonsdel/overflate Konstr arm ø12 mm mont jern
 Søyلة - YK 120 ± 20 100 ± 10

HENVISNINGER

- Tegning K3-32: Pilar akse 2, formtegnning
 Tegning K3-87: Pilar akse 2, armering

**Til teknisk delgodkjenning
 01.08.2015**

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
 Fv. 659 HP 15-3063 Nordøyvegen - Bru 3 Søyletopp akse 2, armering		Tegningsdato 01.08.2015 Bestiller Marianne Nærø Produsert for Region midt Produert av Bru- og ferjekaiseksjonen RM Prosjektnummer 404622 PROF-nummer 15F0659B_001 Arkivreferanse 2014.10794.1 Byggesaksnummer 15-3063 Målestokk A1 som vist		Tilbudstegning Utarbeidet av endtor Kontrollert av iraurd Godkjent av eriaun Konsulentarkiv Tegningsnummer / revisjonsbokstav K3-88	



MERKNADER


1. Utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670:2009 + NA:2010
2. Armering: Kamstenger teknisk klasse B500NC iht. NS 3576-3
3. Armeringsoverdekning (mm) ± toleranse (mm):

Konstruksjonsdel/overflate	Konstr arm	ø12 mm mont jern
Bruplate - OK	75 ± 15	60 ± 5
Bruplate - UK	120 ± 15	100 ± 10

HENVISNINGER

Tegning K3-45: Tverrsnitt bruplate
 Tegning K3-50 - K3-57: Bruplate, form

Til teknisk delgodkjenning
01.08.2015

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato		01.08.2015	
		Bestiller		Marianne Nørre	
		Produsert for		Region midt	
		Produsert av		Bru- og ferjekasseksjonen RM	
		Prosjektnummer		404622	
		PROF-nummer		15F06598_001	
		Arkivreferanse		2014.10794.1	
		Byggeværksnummer		15-3063	
		Målestokk A1		som vist	
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer / revisjonsbøksstav	
iraurd	erianu	erianu		K3-98	