

Erlend Ukvitne og Håkon Vangdal

Kapasitetskontroll og analyse av etteroppspent bru med redusert spennarmering

Masteroppgåve i Bygg- og miljøteknikk

Rettleiar: Terje Kanstad

Juni 2021

Erlend Ukvitne og Håkon Vangdal

Kapasitetskontroll og analyse av etteroppspent bru med redusert spennarmering

Masteroppgåve i Bygg- og miljøteknikk
Rettleiar: Terje Kanstad
Juni 2021

Noregs teknisk-naturvitskaplege universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk



NTNU

Kunnskap for ei betre verd



MASTEROPPGÅVE 2021

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjonar	DATO: 11. juni 2021	ANTALL SIDER: 107 + 63 vedlegg
------------------------------------	------------------------	-----------------------------------

TITTEL:

Kapasitetskontroll og analyse av etteroppspent bru med redusert spennarmering

Design verification and analysis of post-tensioned bridge with reduced reinforcement

UTFØRT AV:

Erlend Ukvitne
Håkon Vangdal



SAMANDRAG:

Kollstraumen bru er ei verna spennarmert bogebru bygd i 1971. Brua er unik med sitt avanserte bæresystem i form av to underliggjande bogar som er bygd opp av etteroppspente kablar. Den karakteristiske oppbygginga av systemet gjev få moglegheiter for omlagring av krefter i konstruksjonen, som kan vera kritisk ved eventuelle brot på spennkablane.

Det er frå inspeksjonar registrert avskalling og armeringskorrosjon på slakkarmering fleire stadar på heile brua. I tillegg er det registrert ei nedbøying av hovudspennet på minst 250 mm og eit tverrgående riss i brubana over pilaren ved hovudspennet. Desse skadane er vurdert til å ikkje vera kritiske for brua si bæreeemne, gjeve at spennsystemet er uskada. Det usikkert om det er tilfelle, så det er difor forsøkt å modellera brua for å kunna analysera konstruksjonen sin oppførsel ved redusert spennarmering.

Brua er modellert ved hjelp av analyseprogrammet Abaqus, og det er teke kapasitetskontrollar i bruks- og brotgrensetilstand. Kontrollane tilseier at brua har god nok aksialkraftkapasitet i strekkbanda og skjærkraftkapasitet i brubanen. Momentkapasiteten er tilstrekkeleg for strekk i både over- og underkant i brubanen og utkragar på tunnellsida. Momentkapasiteten for strekk i underkant i utkragaren på viaduktsida er tilstrekkeleg, medan den i overkant derimot er overskride med ei utnytingsgrad på 137,9%. Nedbøyinga i bruksgrensetilstand er innanfor kravet, men om den permanente nedbøyinga til brua vert teke i betraking vil kravet overskridast med ein verdi på 279,3 mm i midtspennet. Spenningane i strekkbanda tilseier at dei ikkje vil risse opp ved kontroll i brotgrensetilstand.

I analysen med redusert spennarmering er det gjeve at den kritiske kapasiteten i brua er aksialkrafta i strekkbanda. Eit eventuelt brot i konstruksjonen vil førekome i strekkbanda etter fjerning av 4 spennkablar i kvart strekkband. Strekkbanda vil risse opp etter fjerning av 2 spennkablar i kvart strekkband. Nedbøyinga er kontrollert i bruksgrensetilstand etter fjerning av 3 spennkablar i kvart strekkband, og resulterer i ei nedbøying på 135,4 mm og 385,3 mm, henholdsvis utan og med den permanente nedbøyinga teke i betraking.

FAGLÆRAR: Terje Kanstad, NTNU

VEILEDAR(AR): Terje Kanstad, NTNU

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU

Føreord

Denne masteroppgåva er skriva som eit avsluttande arbeid på det femårige masterprogrammet bygg- og miljøteknikk ved institutt for konstruksjonsteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet - NTNU. Oppgåva er utarbeida som eit samarbeid mellom Erlend Ukvitne og Håkon Vangdal, er gjennomført i løpet av 20 veker våren 2021, og tilsvarer 30 studiepoeng per student. Veileidar for oppgåva har vore professor Terje Kanstad ved Institutt for konstruksjonsteknikk.

Gjennom arbeidet med oppgåva har me tileigna oss kunnskap om bruprosjektering generelt, men spesielt også tidlegare og noverande regelverk, byggemetodar, berekningsmetodar, bestandighet av betong og inspeksjon av bruer. I tillegg har me hatt stort læringsutbytte av å setja oss grundig inn i analyseprogrammet nytta i oppgåva. Arbeidet har til tider vore utfordrande på grunn av den spesielle utforminga av brukonstruksjonen og tidkrevjande på grunn av utfordringar med analyseprogrammet. Likevel har det vore spanande, og det å finna løysingar på utfordringar har vore givande. At det er mogeleg å konstruera ein slik brukonstruksjon utan dagens hjelpemiddel har gjeve oss stor respekt og beundring for arbeidet og kunnskapen som ligg bak.

Me vil retta ein stor takk til veiledaren vår, professor Terje Kanstad, for god veileiding, faglege samtalar, kloke råd og stort engasjement. Vidare vil me takka Håvard Johansen ved Statens Vegvesen for ein informativ presentasjon om etteroppspente betongbruer, samt for opplysingar og teikningsgrunnlag om Kollstraumen bru. I tillegg vil me takka våre medstudentar for faglege samtalar og påfyll av motivasjon undervegs.

Trondheim, 11. juni 2021



Erlend Ukvitne



Håkon Vangdal

Samandrag

Kollstraumen bru er ei verna spennarmert bogebru bygd i 1971. Brua er unik med sitt avanserte bæresystem i form av to underliggjande bogar som er bygd opp av etteroppspente kablar. Den karakteristiske oppbygginga av systemet gjev få moglegheiter for omlagring av krefter i konstruksjonen, som kan vera kritisk ved eventuelle brot på spennkablane.

Det er frå inspeksjonar registrert avskalling og armeringskorrosjon på slakkarmering fleire stadar på heile brua. I tillegg er det registrert ei nedbøying av hovudspennet på minst 250 mm og eit tverrgåande riss i brubana over pilaren ved hovudspennet. Desse skadane er vurdert til å ikkje vera kritiske for brua si bæremne, gjeve at spennsystemet er uskada. Det usikkert om det er tilfelle, så det er difor forsøkt å modellera brua for å kunna analysera konstruksjonen sin oppførsel ved redusert spennarmering.

Brua er modellert ved hjelp av analyseprogrammet Abaqus, og det er teke kapasitetskontrollar i bruks- og brotgrensetilstand. Kontrollane tilseier at brua har god nok aksialkraftkapasitet i strekkbanda og skjærkraftkapasitet i brubanen. Momentkapasiteten er tilstrekkeleg for strekk i både over- og underkant i brubanen og utkragar på tunnelsida. Momentkapasiteten for strekk i underkant i utkragaren på viaduktsida er tilstrekkeleg, medan den i overkant derimot er overskride med ei utnyttingsgrad på 137,9%. Nedbøyinga i bruksgrensetilstand er innanfor kravet, men om den permanente nedbøyinga til brua vert teke i betrakting vil kravet overskridast med ein verdi på 279,3 mm i midtspennet. Spenningane i strekkbanda tilseier at dei ikkje vil risse opp ved kontroll i brotgrensetilstand.

I analysen med redusert spennarmering er det gjeve at den kritiske kapasiteten i brua er aksialkrafta i strekkbanda. Eit eventuelt brot i konstruksjonen vil førekome i strekkbanda etter fjerning av 4 spennkablar i kvart strekkband. Strekkbanda vil risse opp etter fjerning av 2 spennkablar i kvart strekkband. Nedbøyinga er kontrollert i bruksgrensetilstand etter fjerning av 3 spennkablar i kvart strekkband, og resulterer i ei nedbøying på 135,4 mm og 385,3 mm, henholdsvis utan og med den permanente nedbøyinga teke i betrakting.

Abstract

Kollstraumen bridge is a protected prestressed arch bridge built in 1971. The bridge is unique with its advanced supporting system in shape of two underlying arches which consist of post-tensioned cables. The characteristic structure of the system results in few possibilities for redistribution of forces in the structure, which can be critical in the event of any damage of the tendons.

Spalling and reinforcement corrosion have been registered from inspections in several areas on the entire bridge. In addition, a deflection of the main span of at least 250 mm and a transverse crack along the bridge deck above the pillar at the main span have been registered. These damages are considered not to be critical for the bridge's bearing capacity, given that the tensioning system is undamaged. It is uncertain whether this is the case, so an attempt has therefore been made to model the bridge in order to be able to analyze the structure's behavior with a reduced area of tendons.

The bridge is modeled using the analysis software Abaqus, and there has been investigations in both Serviceability- and Ultimate Limit State. The inspections state that the bridge has sufficient axial force capacity in the stress ribbons and a shear capacity in the bridge deck. The moment capacity is sufficient at both the upper and lower edge of the bridge deck and at the cantilever on the tunnel side. The moment capacity at the upper edge of the cantilever on the viaduct side is exceeded with a utilization rate of 137.9%, while at the lower edge it is sufficient. The deflection in the Serviceability Limit State is within the requirement, but if the permanent deflection to the bridge is taken into account, the requirement will be exceeded by a value of 279.3 mm in the central span. The tensions in the stress ribbons indicate that they won't crack when investigated in the Ultimate Limit State.

In the analysis with reduced area of tendons, it is obvious that the critical capacity in the bridge is the axial force capacity in the stress ribbons. A possible failure in the construction will occur in the stress ribbons after a removal of 4 tendons in each of the stress ribbons. The stress ribbons will crack after removing 2 tendons in each of the stress ribbons. The deflection is investigated in the Serviceability Limit State after a removal of 3 in tendons each of the stress ribbons, and results in a deflection of 135.4 mm and 385.3 mm, respectively without and with taking the permanent deflection into account.

Innhald

Føreord	i
Samandrag	ii
Abstract	iii
Figurliste	xi
Tabelliste	xiii
1 Innleiing	1
2 Standardar og regelverk	3
2.1 Overordna regelverk	3
2.2 Standardar	4
2.3 Handbøker	4
2.3.1 Bruprosjektering	5
2.3.2 Bruklassifisering	5
2.3.3 Bruinspeksjon	5
2.4 Lærebøker	5
3 Material	6
3.1 Betong	6
3.2 Armering	7
3.2.1 Slakkarmering	7
3.2.2 Spennarmering	7
4 Bestandighet av betongkonstruksjonar	9
4.1 Nedbrytingsmekanismar	9
4.1.1 Armeringskorrosjon	9
4.1.2 Nedbryting av betong	14

5	Kollstraumen bru	15
5.1	Bakgrunn	15
5.2	Utforming av brua	16
5.2.1	Hovudtrekk	17
5.2.2	Spennarmering	18
5.2.3	Statisk verkemåte	19
5.3	Originale berekningar	21
5.4	Byggehistorikk	22
5.4.1	Hovudspenn	22
5.5	Material	27
5.5.1	Betong	27
5.5.2	Slakkarmering	28
5.5.3	Spennarmering	29
5.6	Overdekning	30
6	Tilstandsskildring	31
6.1	Inspeksjonar	31
6.2	Skadar	32
6.2.1	Slitelag	34
6.2.2	Brubane, akse 1	35
6.2.3	Brubane, hovudspenn	36
6.2.4	Veggsøyler, hovudspenn	40
6.2.5	Strekkband	42
6.2.6	Pilar, akse 2	45
6.2.7	Oppsummering	46
6.3	Detaljberekning av bæremneklassifisering	47
7	Laster og lastkombinasjonar	48
7.1	Permanente laster	48
7.1.1	Eigenvekt	48

7.1.2	Supereigenvekt	48
7.2	Variable laster	49
7.2.1	Trafikklast	49
7.2.2	Vindlast	53
7.2.3	Termiske påkjenningar	54
7.3	Deformasjonslaster	57
7.3.1	Kryp	58
7.3.2	Svinn	60
7.4	Oppspenning	61
7.4.1	Tap av spennkraft	61
7.5	Grensetilstand og lastkombinasjonar	65
7.5.1	Brotgrensetilstand	65
7.5.2	Bruksgrensetilstand	66
8	Oppbygging av analysen	68
8.1	Analyseteori	68
8.2	Om Abaqus	68
8.3	Elementinndeling	69
8.4	Samvirke mellom element	70
8.5	Analyse	71
8.6	Modellen	72
8.6.1	Utforming	72
8.6.2	Randbetingelsar	72
8.7	Tverrsnitt og materialdata	73
8.8	Strekband og brusøyler	75
8.9	Spennkablar	75
8.10	Mesh	77
8.11	Laster	77
8.11.1	Eigenlast	77
8.11.2	Oppspenningskraft	77

8.11.3	Trafikklast	78
8.11.4	Lastkombinering	79
8.12	Analyse og resultat	79
9	Verifikasjon	81
9.1	Bakgrunn	81
9.2	Resultat	82
9.2.1	Ikkje-lineær analyse	82
9.2.2	Lineær analyse	83
10	Brotgrensetilstand	85
10.1	Momentkapasitet	85
10.1.1	Berekningsgrunnlag	85
10.1.2	Hovudspenn - brubane	87
10.1.3	Hovudspenn - utkragar tunellside	89
10.1.4	Hovudspenn - utkragar viadukt	91
10.2	Skjærkraftkapasitet	91
10.2.1	Berekingar	92
10.2.2	Resultat	92
10.3	Aksialkraftkapasitet	93
10.3.1	Berekingar	93
10.3.2	Resultat	93
11	Brukgrensetilstand	94
11.1	Spenningsbegrensning	94
11.2	Nedbøying	94
11.2.1	Resultat	94
11.3	Opprissing	95
11.3.1	Transformert areal	95
11.3.2	Risslast	96
11.3.3	Resultat	97

12 Analyse med redusert spennarmeringsareal	98
12.1 Framgangsmåte	98
12.2 Opptredande krefter	98
12.3 Kapasitet	99
12.3.1 Aksialkraftkapasitet	99
12.4 Nedbøying	99
12.5 Opprissing	99
12.6 Resultat	100
12.6.1 Oppriss	100
12.6.2 Aksialkraft	100
12.6.3 Nedbøying	100
12.7 Diskusjon	101
13 Oppsummering	102
Referansar	104
Vedlegg	V-1
A Originale teikningar	V-2
B Materialeigenskapar	V-30
B.1 Betong B25	V-30
B.2 Armering	V-31
C Kryp, svinn, relaksasjon og spennkrafttap	V-32
C.1 Kryp	V-32
C.2 Svinn	V-35
C.3 Relaksasjon	V-36
C.4 Spennkrafttap	V-37
D Lastplasseringar og momentdiagram	V-38
D.1 Brubane	V-38

D.1.1	Maks moment OK	V-38
D.1.2	Maks moment UK	V-39
D.1.3	Maks skjærkraft	V-41
D.2	Strekkeband	V-42
D.2.1	Maks aksialkraft	V-42
D.3	Utkragar tunell	V-43
D.3.1	Maks moment OK	V-43
D.3.2	Maks moment UK	V-43
D.4	Utkragar viadukt	V-44
D.4.1	Maks moment OK	V-44
D.4.2	Maks moment UK	V-45
D.5	Verifikasjon av modell	V-45
D.5.1	Plassering av trafikklast	V-45
D.5.2	Lokasjon av opptredande momentkrefter [Nm]	V-46
D.5.3	Momentdiagram	V-46
E	Berekingar i brotgrensetilstand	V-47
E.1	Brubane	V-47
E.1.1	Tverrsnittseigenskapar	V-47
E.1.2	Moment - strekk i underkant	V-49
E.1.3	Moment - strekk i overkant	V-50
E.1.4	Skjærkraftkapasitet	V-51
E.2	Strekkeband	V-53
E.2.1	Aksialkraftkapasitet	V-53
E.3	Utkragar - tunellside	V-55
E.3.1	Tverrsnittseigenskapar	V-55
E.3.2	Moment - strekk i underkant	V-56
E.3.3	Moment - strekk i overkant	V-57
E.4	Utkragar - viaduktside	V-58
E.4.1	Tverrsnittseigenskapar	V-58

E.4.2	Moment - strekk i underkant	V-59
E.4.3	Moment - strekk i overkant	V-60
F	Analyse med redusert spennarmeringsareal	V-61
F.1	Risslast og aksialkraftkapasitet	V-61
F.2	Nedbøying	V-62

Figurliste

2.1	Forholdet mellom lover, forskrifter og standardar i Noreg (Clausen, 2018).	3
3.1	Global materialproduksjon i 2007 (Ashby, Shercliff og Cebon, 2013). . .	6
3.2	Etteroppspente armeringstypar (Mitchell og Collins, 1991).	8
3.3	Vanleg anker for injisert etteroppspent armering (Freyssinet, 1999). . .	8
4.1	Korrosjonsmodell (Norcem AS, 1996).	10
4.2	Karbonatiseringsdjupn som ein funksjon av tid (SINTEF, 2009). . . .	11
4.3	Eksempel på kloridprofil (SINTEF, 2015).	12
4.4	Pittingkorrosjon (Byggforskserien, 2009).	12
5.1	Kollstraumen bru (Lillegaard, 1972).	15
5.2	Bruas lokasjon (Kartverket, 2021).	16
5.3	Oppriss (Vik, 1970c).	17
5.4	Tverrsnitt for brubana (Vik, 1970c).	17
5.5	Spennarmering i brua (Vik, 1970c).	18
5.6	Tverrsnitt av strekkband med plasseringa til spennkablane (Vik, 1970c). .	18
5.7	Statisk system.	19
5.8	Statisk system hovudspenn.	19
5.9	Overgang viadukt-landkar i akse 4-5 (Vik, 1970c).	20
5.10	Hovudspenn (Vik, 1970c).	20
5.11	Dilatasjonsfuge i brubana (Vik, 1970c).	21
5.12	Detaljar for veggsøyler (Vik, 1970c).	21
5.13	Arbeidsbru i hovudspenn (Vik, 1970a).	22
5.14	Støyping av strekkband (Vik, 1970a).	23
5.15	Sprekker i overkant av strekkband ved støypinga (Vik, 1970a).	23
5.16	Trinnvis bygging av hovudspenn (Vik, 1970c).	24
5.17	Sprekker i overgang mellom strekkband og viadukt etter fyrste oppspenningstrinn (Vik, 1970a).	26
5.18	Sprekker i overgang mellom strekkband og viadukt etter andre oppspenningstrinn (Vik, 1970a).	26

6.1	Tverrgående riss ved akse 2 (Statens Vegvesen, 2021).	34
6.2	Avskalling, lite overdekning og armeringskorrosjon på tverrbjelke ved dilatasjonsfuge (Statens Vegvesen, 2021).	35
6.3	Nedbøyning av hovudspennet (Statens Vegvesen, 2021).	36
6.4	Riss på bruvengje med utfellingsprodukt (Statens Vegvesen, 2021). . .	37
6.5	Fuktgjennomslag i underkant av brubana (Statens Vegvesen, 2021). .	37
6.6	Avskalling og synleg armering (Statens Vegvesen, 2021).	38
6.7	Lite overdekning og synleg armering (Statens Vegvesen, 2021).	39
6.8	Riss i underkant av veggsoyle nr. 6 (Statens Vegvesen, 2021).	40
6.9	Avskalling og armeringskorrosjon på veggsoyler (Statens Vegvesen, 2021).	41
6.10	Riss på strekkband (Statens Vegvesen, 2021).	42
6.11	Avskalling og korrodert armering på strekkband (Statens Vegvesen, 2021).	43
6.12	Kalkutfelling på underside av strekkband (Statens Vegvesen, 2021). .	44
6.13	Korrosjonsprodukt frå armeringsstag (Statens Vegvesen, 2021).	45
6.14	Utvasking under fundament (Statens Vegvesen, 2021).	46
7.1	Bruksklassar trafikklast (Statens Vegvesen, 2017).	50
7.2	Plassering av lastfelt (Statens Vegvesen, 2017).	51
7.3	Plassering lastfelt i tverretning (Statens Vegvesen, 2017).	51
7.4	Bremselaster (Statens Vegvesen, 2017).	52
7.5	Isotermkart (Standard Norge, 2003a) med plasseringa til Kollstrau- men bru markert.	55
7.6	Verknad av spenningsnivå og varigheit på betongtøyning (Sørensen, 2013).	58
7.7	Verknad av svinntøyning i spenning-tøyning diagrammet i betongen (Sørensen, 2013).	60
7.8	Kraftvariasjon i spennkabel på grunn av friksjon (Sørensen, 2013). . .	63
7.9	Spenningsfall ved relaksasjon (Sørensen, 2013).	64
8.1	Vanlege elementtypar i Abaqus (Simulia, 2012b).	70
8.2	Timeglasskontroll (Simulia, 2012a).	71
8.3	Statisk system for hovudspennet som modellert.	72

8.4	Modellen i Abaqus med globalt aksesystem.	72
8.5	Master-slave koplingar i modellen.	73
8.6	Brubanetverrsnitt hovudspenn i Abaqus i [m].	74
8.7	Brubanetverrsnitt utkragar viadukt i Abaqus i [m].	74
8.8	Brusøyler i Abaqus i [m].	75
8.9	Strekkeband i Abaqus med gjeve pillhøgd i [m].	75
8.10	Plassering av spennkablar i Abaqus.	76
8.11	Uthenting av krefter i modellen.	80
9.1	Momentdiagram lineær mot ikkje lineær analyse.	84
10.1	Berekningsmodell betongtverrsnitt med slakkarmering (Sørensen, 2013).	86
10.2	Brubanetverrsnitt hovudspenn med armering (Vik, 1970c).	87
10.3	Berekningsmessig T-tverrsnitt for brubana.	87
11.1	Spenningstilstand i strekkbanda før påføring av ytre last.	96
11.2	Spenningstilstand etter påføring av ytre last.	97
11.3	Spenningstilstand etter opprissing.	97
D.1	Ikkje-lineær analyse.	V-46

Tabelliste

5.1	Oppspenningstrinn (Vik, 1970c).	25
5.2	Viktige betongeigenskapar (Standard Norge, 2003c).	27
5.3	Armeringa sin karakteristiske fastleik (Standard Norge, 2003c).	29
5.4	Materialeigenskapar for BBRV-system (Strängbetong, 1975).	29
5.5	Minimumsoverdekning gjeve i NS427 A (Kompen, 2014).	30
6.1	Utførte inspeksjonar på Kollstraumen bru (Statens Vegvesen, 2021).	32
7.1	Mogelege kombinasjonar for temperaturlast.	57
7.2	Lastfaktorar ULS (Statens Vegvesen, 2017).	65
7.3	Lastfaktorar SLS (Statens Vegvesen, 2017).	67
8.1	Input-einingar i Abaqus.	69

8.2	Master-slave koplingar i Abaqus.	73
8.3	Betongeigenskapar i Abaqus.	74
8.4	Parametrar for spennarmering i Abaqus.	76
8.5	Meshtettleik i modellen.	77
8.6	Trafikkklaster i Abaqus.	78
8.7	Lastkombinasjonar i Abaqus.	79
9.1	Trafikkklaster i Abaqus.	82
9.2	Samanlikning av momentkrefter i ULS med ikkje-lineær analyse.	82
9.3	Samanlikning av eigenlast med ikkje-lineær analyse.	83
9.4	Samanlikning av eigenlast med lineær analyse.	83
10.1	Kapasitetssjekk for momentkrefter i brubana.	89
10.2	Kapasitetssjekk for momentkrefter i utkragar ved tunnel.	91
10.3	Kapasitetssjekk av momentkrefter i utkragar ved viadukt.	91
10.4	Kapasitetssjekk av skjærkrefter i brubana.	93
10.5	Kapasitetssjekk av aksialkrefter i strekkbanda.	93
11.1	Nedbøying i hovudspennet.	95
11.2	Nedbøying i hovudspennet med permanent nedbøying.	95
11.3	Kontroll av risslast.	97
12.1	Trinn for fjerning av spennkablar.	98
12.2	Risslast ved fjerning av spennarmering i kvart strekkband.	100
12.3	Aksialkraftkapasitet ved fjerning av spennarmering i kvart strekkband.	100
12.4	Nedbøying ved fjerning av spennarmering i kvart strekkband.	100
12.5	Nedbøying ved fjerning av spennarmering i kvart strekkband med permanent nedbøying.	101

1 Innleiing

Bakgrunn

Mange norske betongbruer har i dag betydelege skadar og bestandighetsproblem, og har behov for ekstra oppfølging, meir nøyaktige berekningar og reparasjonar. Mange av desse skadane er følgane av tidlegare regelverk med meir liberale reglar for prosjektering, materialval og kontroll av utføring. Spesielt har lite overdekning på eldre konstruksjonar ført til mange tilfelle av armeringskorrosjon så vel som andre følgeskadar.

Sidan bæremna til spennarmerte betongkonstruksjonar i stor grad er avhengig av spennarmeringa, vil ein skade på spennsystemet vera kritisk. Spennsystem er spesielt utsett for korrosjon i forankringar, skjøtar og i kabelrøyr som er ufullstendig injisert. Sidan spennsystemet ligg støypt inn i konstruksjonen er det svært vanskeleg å inspisera og vurdere tilstanden til spennsystemet.

På bakgrunn av dette starta Statens Vegvesen i 2017 forskings- og utviklingsprogrammet *Bedre bruvedlikehold* (Statens Vegvesen, 2020), som er forventa avslutta i år. Programmet inneheld 5 prosjekt, blant anna om forvaltningsverktøy for bruer og armeringskorrosjon i betongbruer, herunder korrosjon på spennarmerte bruer.

Mål og omfang

Denne oppgåva tek føre seg Kollstraumen bru, ei verna betongbru frå 1971 som er lokalisert ved Terråk i Nordland. Brua er konstruert av Bjørn Vik, ein av pionerane innan norsk brubygging, og er ei såkalla "hengeverksbru" som den einaste av sitt slag i Noreg. Hovudspennet er ei bogebru, med to underliggjande spennarmerte strekkband som er forbunde med brubana via veggsøyler.

Strekkbanda består av betong og etteroppspente kablar, og står for bæring av den største delen av lastene på konstruksjonen. På grunn av den karakteristiske utforminga er det lite mogelegheiter for omlagring av laster, så ein skade på strekkbanda vil vera kritisk for brua sin bæremne. Det som i tillegg gjer denne brua interessant er diverse skadar som oppstod på hovudspennet i forbindelse med bygging.

Hovudmålet med denne oppgåva er å skape eit heilskapleg bilete av brua herunder verkemåten, kapasiteten og tilstanden den har, for så å analysere konstruksjonen med ulike skadescenario. For å kunna gjennomføra oppgåva på ein god måte er det naudsynt med fyldig bakgrunnsinformasjon, så difor er oppgåva delvis eit litteraturstudie. Vidare er det også essensielt å ha god kunnskap om analyseprogrammet, så sjølvutdanning på analyseprogrammet vil vera ein stor del av oppgåva.

Omfanget av oppgåva vil vera følgande:

- Tileigna kunnskap om nedbrytingsmekanismar for betong
- Tileigna kunnskap om eldre standardar og bruka desse i oppgåva
- Innhenta informasjon om konstruksjonen

- Modellera konstruksjonen i eigna analyseprogram
- Utføra relevante kapasitetskontrollar
- Vurdera kapasiteten av brua med verknaden av eit redusert areal spennarmering
- Identifisera eventuelle fareteikn ved eit redusert areal spennarmering

Tidlegare oppgåver om brua

Masteroppgåva *Styrkeberegning og analyse av eksisterende spennarmert buebru* (Amiri og Moen, 2019) vart utarbeida våren 2019 og tok føre seg Kollstraumen bru. Oppgåva omhandla blant anna å innhenta relevant informasjon om brua, som teikningsgrunnlag, originale berekningar og inspeksjonsrapportar.

Denne oppgåva vil basera seg på grunnlaget den andre oppgåva opparbeida, og byggja vidare med ein meir avansert modell som har større fleksibilitet med tanke på å inkludera effektar frå skadar på konstruksjonen.

Oppbygging av oppgåva

Dei fyrste kapitla i denne oppgåva tek føre seg bakgrunn for berekningane, teori om materiala som er brukt og bestandighet av desse materiala. Vidare vert det gått meir spesifikt inn på sjølve brua og tilstanden den har. Deretter vert det gått inn på grunnlaget for analysen og korleis den er gjennomført. Til slutt er resultatata presentert for brotgrensetilstand og bruksgrensetilstand i tillegg til effekten av ein skade på spennsystemet.

Programvare

I oppgåva er elementmetodeprogrammet *Abaqus/CAE* (Computer-Aided Engineering) nytta for utføre analyse av brukonstruksjonen .

Berekningsprogrammet *Mathcad* er nytta for å utføre og legge fram berekningar på ein oversiktleg måte.

Reknearkprogrammet *Microsoft Excel* er nytta for å behandle store mengder data frå analysar og framstille det grafisk.

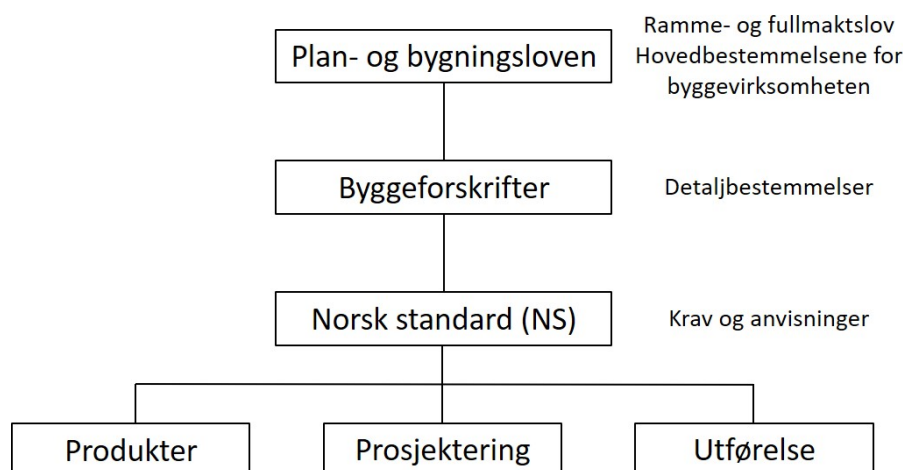
Applikasjonsprogrammet for 2D og 3D dataassistert design (CAD - Computer-Aided Design) *Autodesk AutoCAD* er nytta for å lage figurar i oppgåva.

2 Standardar og regelverk

Dette kapittelet tek føre seg det gjeldande regelverket relatert til byggeverksemda og korleis det er bygd opp. I tillegg vert aktuelle standardar, handbøker og lærebøker som ligg til grunn for berekningane i oppgåva presentert.

2.1 Overordna regelverk

Ei rekke lover, forskrifter og regelverk er utarbeida for å sikre berekraftig bruk og regulering av landets areal, samt at bygningar og anna infrastruktur i samfunnet skal ha tilstrekkeleg sikkerheit slik at samanbrot eller andre alvorlege skadar på konstruksjonar ikkje medfører personskade eller uakseptable miljømessige eller økonomiske konsekvensar. Desse lovene, forskriftene og regelverka er organisert i eit hierarki som synt i figur 2.1.



Figur 2.1: Forholdet mellom lover, forskrifter og standardar i Noreg (Clausen, 2018).

Plan- og bygningslova (*Plan- og bygningsloven*, 2008) er den viktigaste lova for forvaltning og bruk av areal i Noreg og gjev hovudbestemmingar for heile byggeverksemda (Solvik, Falkanger og Reusch, 2020).

Under plan- og bygningslova finn ein byggeforskriftene som har som formål blant anna å bidra til bygg av god kvalitet som oppfyller tekniske krav til sikkerheit, miljø, helse og energi, samt sikre effektiv og korrekt saksbehandling. Nokre av dei viktigaste byggeforskriftene er byggteknisk forskrift - TEK17 (Direktoratet for byggkvalitet, 2017) og byggesaksforskriften - SAK10 (Direktoratet for byggkvalitet, 2010).

Vidare har ein norsk standard for produkt, prosjektering og utføring, som alle gjev standardiserte løysingar og krav for å oppnå bestemmingane og reglane i byggeforskriftene og plan- og bygge-loven.

2.2 Standardar

Den fyrste forma for ein betongstandard i Norge er Ingeniørkaptein Koldrups Lærebok frå 1893 (Leivestad, 2009), men med ei stor auke i bruk av armert betong i husbygging etter 1. verdskrig vart læreboka erstatta av forskriftene *Jernbetonkonstruksjoner* og *Betonkonstruksjoner* i 1926.

Betong vart etter kvart mykje brukt i andre typar konstruksjonar enn hus, som førte til revisjon av forskriftene og utgjeving av den fyrste norske betongstandarden *NS 427 Regler for utførelse av arbeider i armert betong* i 1939. I 1960 vart NS 427 revidert og gjeve ut i fem delar som NS 427A. NS 427A vart vedteke som offentleg byggeforskrift i 1963 og fokuserer meir på krav til material og utføring, samt prosjekteringsreglar og berekningsmetodar.

Kollstraumen bru vart prosjektert i 1970 etter NS 427A og etter lastklasse 1/1958. I denne oppgåva er mesteparten av berekningane basert på 6. utgåve av *NS 3473:2003: Prosjektering av betongkonstruksjonar - Beregnings- og konstruksjonsreglar*, heretter kalla NS 3473. Denne standarden vart teke i bruk i 1973 og vart nytta fram til 2010. Der NS 3473 har mangelfull informasjon eller ikkje inkluderer det aktuelle temaet er dagens eurokodar brukt.

Dei 10 eurokodane som vert brukt i dag inneheld reglar for prosjektering av konstruksjonar, og vart publisert av Den europeiske standardiseringsorganisasjon (CEN) mellom 2002 og 2007 på oppdrag for Europakommisjonen og Det europeiske frihandelsforbund (EFTA)(Wikipedia, 2020). Frå 2010 er alle EU- og EFTA-land pålagt å nytta eurokodane. Dei relevante eurokodane for oppgåva er:

- *Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner* (Standard Norge, 2005a), heretter kalla EK0, for kombinasjonsfaktorar og lastkombinering
- *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster* (Standard Norge, 2005b), heretter kalla EK1-1-4, for vindlaster.
- *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-5: Allmenne laster - Termiske påvirkninger* (Standard Norge, 2003a), heretter kalla EK1-1-5, for termiske påverknader.
- *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer* (Standard Norge, 2003b), heretter kalla EK1-2, for trafikklastar.
- *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger* (Standard Norge, 2004), heretter kalla EK2, for generelle reglar for betongkonstruksjonar.

2.3 Handbøker

I oppgåva er Statens vegvesen sine handbøker (Statens vegvesen, 2019) brukt som eit supplement til standardane. Handbøkene vert gjeve ut i tre kategoriar på to nivå:

- Nivå 1: Normalar og retningslinjer
- Nivå 2: Veiledningar

Handbøkene i nivå 1 er kravdokument og er heimla i lovverk. Normalane gjeld for all offentleg veg og gate, medan retningslinjene kun gjeld for riksvegar. Handbøkene i nivå 2 er hjelpedokument som understøttar normalane og retningslinjene. Typen handbok er angjeve ved den fyrste bokstaven i handboknamnet.

2.3.1 Bruprosjektering

Håndbok N400: Bruprosjektering - Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner (Statens Vegvesen, 2015), heretter kalla N400, er ein normal som stiller krav til prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærande konstruksjonar i det offentlege vegnettet og fungerer som eit supplement til Eurokodane.

2.3.2 Bruklassifisering

Håndbok R412: Bruklassifisering (Statens Vegvesen, 2003), heretter kalla R412, er ei handbok med retningslinjer for klassifisering av bruer og ferjekaier i det offentlege vegnettet. Den angjev kva lasttilfelle eksisterande bruer skal kontrollerast for basert på teikningar, berekningar, dokumenterte materialkapasitetar og tilstand.

2.3.3 Bruinspeksjon

Håndbok V441: Bruinspeksjon (Statens Vegvesen, 2019), heretter kalla V441, er ei handbok med veiledningar for inspeksjon av bruer. Den sørger for at det vert gjennomført rutinemessige, forsvarlege inspeksjonar for å avdekke om brua fortsatt har den bæremna, trafikktryggleik, bestandighet og det visuelle uttrykket den vart prosjektert og bygd for.

2.4 Lærebøker

Boka *Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2* (Sørensen, 2013), heretter kalla Betongkonstruksjoner, vert nytta som lærebok i faget TKT4175 Betongkonstruksjonar 1 og delvis i TKT4220 Betongkonstruksjonar 2 og TKT4222 Betongkonstruksjonar 3 ved NTNU. Boka inneheld grunnleggande dimensjoneringsprinsipp for bjelkar, plater og søyler i armert betong, samt berekningsgrunnlaget for spennbetong og berekningsmetodar for skiver, plater, skall og fundament. Boka vert nytta som utgangspunkt i denne oppgåva.

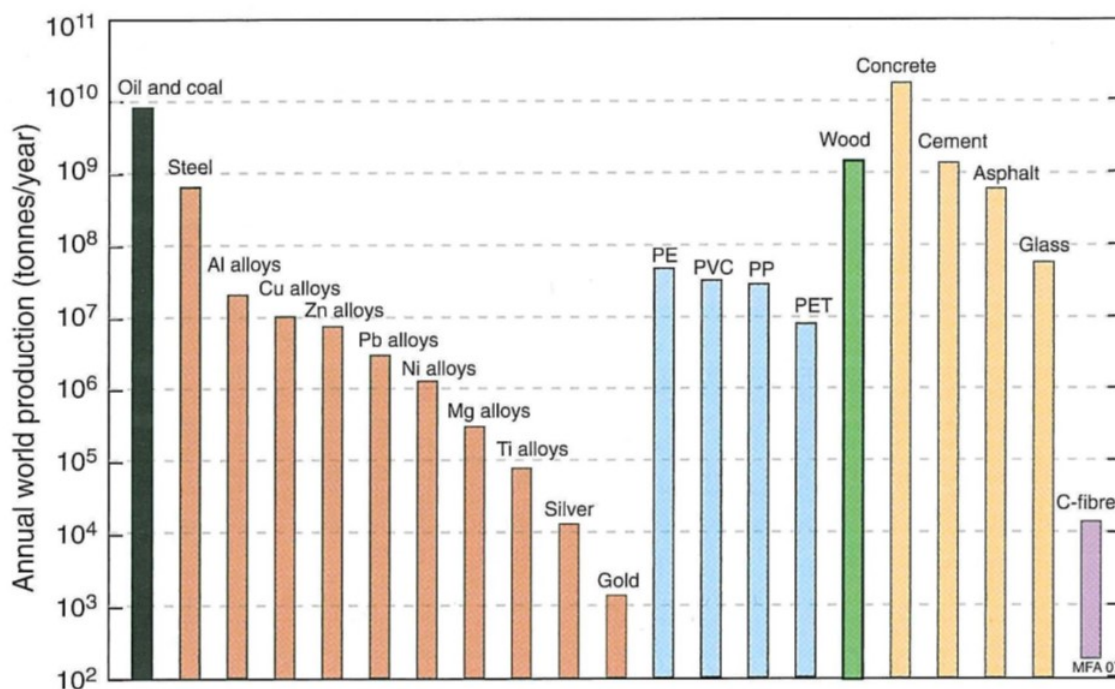
I tillegg vert også forelesningsnotat og eigne notat frå diverse fag teke i bruk.

3 Material

Dette kapittelet tek føre seg betong som byggematerial, samt generelt om dei to armeringstypene som er nytta i brua; slakkarmering og spennarmering. Det er lagt litt ekstra vekt på etteroppspent armering, sidan det er ein svært viktig del av Kollstraumen bru.

3.1 Betong

Betongliknande material har vore i bruk sidan oldtida, men den moderne betongen som me nyttar i dag vart utvikla i Storbritannia på 1800-talet då ein byrja å framstille sement (Thue, 2019b). Armert betong er i dag eit av dei mest populære byggemateriala på grunn av si lange levetid, låge driftskostnader og store fleksibilitet med omsyn til styrke, vekt og form (SINTEF, 2021). Som synt i figur 3.1 er betong det mest produserte materialet i verda i tonn per år og blir nytta i alle slags konstruksjonar.



Figur 3.1: Global materialproduksjon i 2007 (Ashby, Shercliff og Cebon, 2013).

Betong består av vatn, tilslag, sement og eventuelle tilsetjingsstoff, der tilslaget består av stein, sand og grus. Tilslaget utgjør 70-75% av betongens volum, medan vatn, sement og tilsetjingsstoff utgjør resten (Weerdt, 2016c). Den vanlegaste sementtypen, Portlandsement, vert framstilt ved å brenne ei kontrollert blanding av kalk-, silisiumdioksid-, aluminiumoksid- og jernoksidhaldige råmaterial. Sement er eit hydraulisk bindemiddel, som vil seia at det størknar og herdar når det kjem i kontakt med vatn.

Eigenskapane til betong kan variera svært mykje og er avhengig av bestanddelane

i betongen. Typen tilslag, størrelsen på tilslaget og mengda tilslag kan påverka betongen sin densitet, mekaniske eigenskapar, termiske eigenskapar og bestandighet. Ein anna viktig eigenskap er v/c -talet som angjev masseforholdet mellom vatn og sement. Forholdet påverkar i stor grad fastleiken til betongen, men óg støybarheita og bestandigheta. Vidare fins det også mange forskjellige tilsetjingsstoff ein kan bruke for å endre eigenskapane til betongen. Blant dei er akseleratorar og retardere som påverkar reaksjonshastigheita til sementen, plastiserande stoff som påverkar flyteeigenskapane til betongen, og luftinnførnde middel som sikrar betre frostbestandighet.

3.2 Armering

Sidan betong har svært låg strekkfastleik vert det lagt inn armering for å ta opp strekkrefter der konstruksjonen er utsett for strekk eller bøying. I tillegg vert armering også nytta til å ta opp skjærkrefter, men óg trykkrefter der betongtverrsnittet aleine ikkje er sterkt nok. Vidare sikrar armering at betongen får ein duktil oppførsel, samt at den minkar riss og svinn ved herding. Det finst i hovudsak tre typar armering med ulike eigenskapar og bruksområde; slakkarmering, spennarmering og fiberarmering. Sidan Kollstraumen bru nyttar slakkarmering og spennarmering, er det kun dei som er gått nærare inn på i denne oppgåva.

3.2.1 Slakkarmering

Slakkarmering av stål har vore i bruk sidan ca. 1900 (Thue, 2019a), fyrst med glatt overflate før ein i 1952 fekk varmvalsa armering med kammar som hadde betre heft og høgare styrke enn tidlegare. Slakkarmering har funksjon som både strekkarmering, skjærarmering og trykkarmering, og vert i dag nytta i dei fleste betongkonstruksjonar.

3.2.2 Spennarmering

Spennarmering er ein type armering som består av oppspente kablar. Kablane består av fleire tau, som igjen består av fleire kaldtrukne metalltrådar i høgfast stål. Med spennarmering får ein påført betongen ei trykkspenning og ei ekvivalent last som kan motvirke ytre laster og auke kapasiteten til konstruksjonen (Cantero, 2019). Det finnast to typar forspenning; føroppspenning og etteroppspenning.

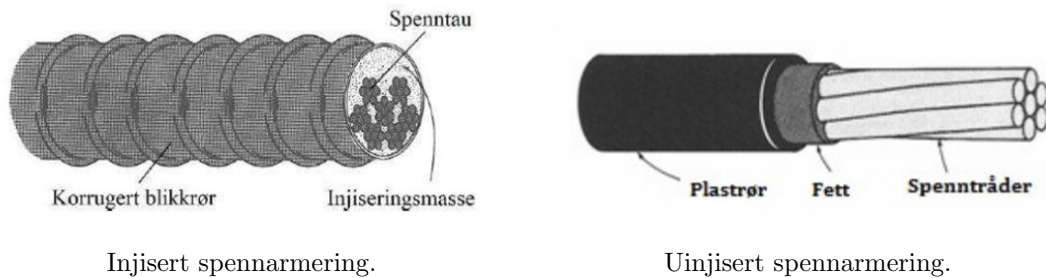
Føroppspenning

Ved føroppspenning vert kablane spent opp før betongen støyast rundt kablane. Med denne metoden er det full heft mellom armeringa og betongen, og ein har som regel ein rettlinja spennarmeringsprofil. Denne metoden vert mykje nytta i prefabrikkerte betongelement.

Etteroppspenning

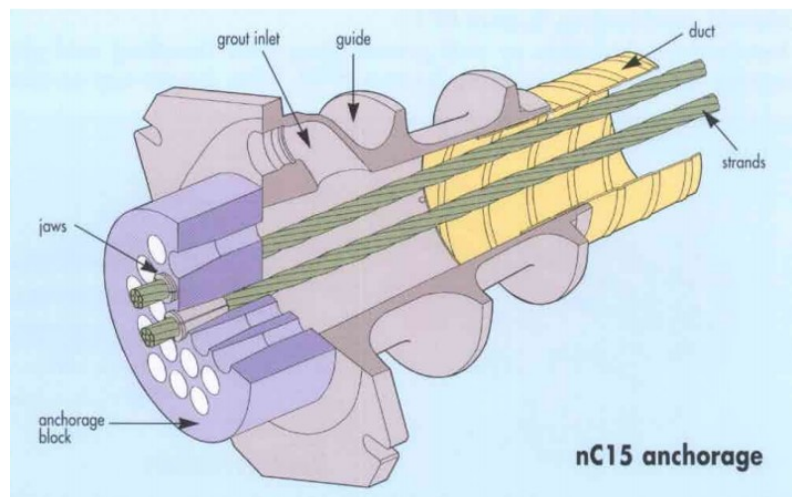
Ved etteroppspenning vert betongen støypt med røyr som spennarmeringa vert trekt

gjennom før oppspenning. Med etteroppspenning kan ein endre spennarmeringsprofilen etter ønska verknad av den ekvivalente lasta frå spennarmeringa. Det finnst to hovudtypar etteroppspent armering; injisert eller uninisert. Ved injisert spennarmering ligg armeringa i korrugerte blikkrøyr som vert injisert med ein sementmørtel etter oppspenninga. Mørtelen hindrar korrosjon og skapar heft mellom armeringa og betongen. Ved uninisert spennarmering ligg armeringa i eit plastrøyr og er omgjeven av ei feittmasse. Feittmassen hindrar korrosjon, men skapar ikkje heft mellom armeringa og betongen. Dei to typane etteroppspenning er illustrert i figur 3.2.



Figur 3.2: Etteroppspente armeringstypar (Mitchell og Collins, 1991).

Uninjisert etteroppspent armering vert normalt nytta i flatdekker og siloar, medan injisert etteroppspent armering vert mykje nytta i bruer og på offshore-installasjonar. Etteroppspent armering nyttar kraftige anker og kan vera oppspent frå ei side, kjent som aktiv forankring, eller begge sider. Eit typisk anker for injisert etteroppspent armering er synt i figur 3.3.



Figur 3.3: Vanleg anker for injisert etteroppspent armering (Freyssinet, 1999).

4 Bestandighet av betongkonstruksjonar

Dette kapitlet tek føre seg bestandighet av betongkonstruksjonar med nedbrytingsmekanismar for betong og armering. Det er lagt mest vekt på nedbrytingsmekanismar for armering då dette er mest relevant for oppgåva. I tillegg vert tiltak for å sikra bestandigheten til betongen mot dei enkelte nedbrytingsmekanismane nemnt.

4.1 Nedbrytingsmekanismar

Betong og armering kan verta utsett for ei rekke ulike nedbrytingsmekanismar. Dei mest vanlege mekanismane er ulike typar armeringskorrosjon, alkali-silika reaksjonar, frostsprenging og kjemisk angrep.

4.1.1 Armeringskorrosjon

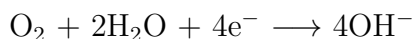
Armeringskorrosjon er ein nedbrytingsmekaniske som er årsaka til dei fleste større skader på betongkonstruksjonar. Armeringskorrosjon resulterer i rustfarging, sprekkdanning, avskalling av betongoverdekninga og konstruktiv svekking (Weerdt, 2016b). Betong er eit alkalisk material der alkaliene K_2O og Na_2O hovudsakleg kjem frå sementen. Når betong herdar, reagerer sementen med vatn og dannar hydratasjonsprodukta $Ca(OH)_2$, $NaOH$ og KOH . Desse gjev betongen ein pH-verdi på rundt 12,5 og oppover. Den høge pH-verdien dannar eit beskyttande sjikt av jernoksid på armeringa som vert kalla passivfilm.

Den elektrokjemiske prosessen, som er armeringskorrosjon, oppstår ved ulikt elektrisk potensial fleire stader langs armeringa, som synt i figur 4.1. Dette resulterer i ein anodisk og katodisk reaksjon, medan porevatnet rundt armeringa vil fungera som ei elektrisk leiande væske. Ved anoden vert det frigjeve jernioner og elektroner, medan den katodiske reaksjonen frigjev hydroksidioner:

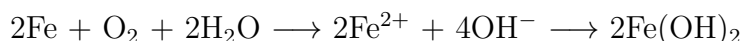
Anodereaksjon:

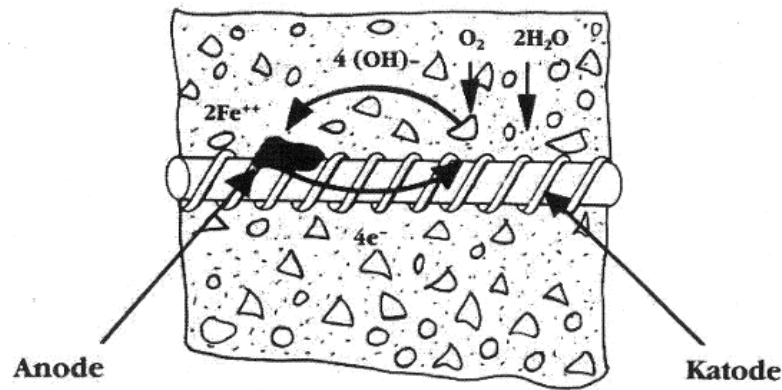


Katodereaksjon:



Totalreaksjon:





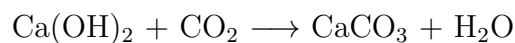
Figur 4.1: Korrosjonsmodell (Norcem AS, 1996).

Sluttproduktet $2\text{Fe}(\text{OH})_2$ reagerer vidare med oksygen og dannar $\text{Fe}(\text{OH})_3$, som tilfører rustfarging på armeringsstålet. Volumet til sluttproduktet har større volum enn jernet, og dermed oppstår rustsprenging som kan forårsaka sprekker og avskalling av overdekninga. Korrosjonshastigheita blir bestemt av tilgangen på oksygen gjennom overdekningen, betongens leiingsevne og temperaturen. Dersom fuktigheita er høg, reduserast oksygentilgangen medan leiingsevna aukar (Norcem AS, 1996).

Forløpet av armeringskorrosjon kan delast i to distinkte delar. *Initieringsperioden* er den tida det tek å bryta opp passivfilmen på armeringa, enten gjennom karbonatisering eller ved kloridinntrenging. *Korrosjonsperioden* er den tida etter passivfilmen er brutt gjennom og korrosjon har byrja. Passivfilmen kan opphevast gjennom karbonatisering eller ved for høgt kloridinnhald i betongen.

Karbonatisering

Karbonatisering er ein kjemisk prosess som oppstår når ei betongflate er i kontakt med luft, som inneheld ca 0,03 volum-% karbondioksid. Karbondioksid frå lufta diffunderer langsamt inn i betongen, kor det skjer ein reaksjon med vatn som inneheld kalsiumhydroksid. Dette resulterer i eit produkt av uoppløyselig kalsiumkarbonat og vatn:

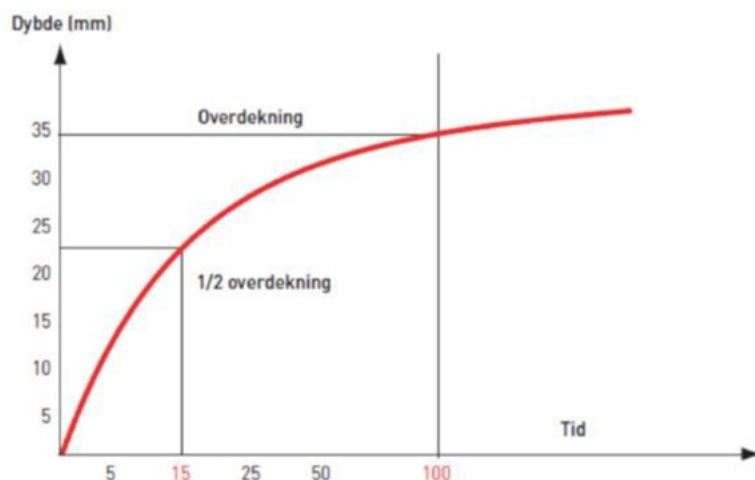


Denne prosessen reduserer betongens pH-verdi frå $>12,5$ til ca 9. Betong med ein pH-verdi lågare enn 10 vil ikkje lenger kunne beskytta armeringen mot korrosjon.

Det er ulike faktorar som påverkar hastigheita på karbonatiseringa. Tjukkheiken på overdekning er avgjerande for lengda på initieringsperioden. Karbonatiseringsfronten trenger inn i betongen med ein hastigheit gjeve ved rota-av-tid funksjonen i likning 4.1.

$$d = k \cdot \sqrt{t} \tag{4.1}$$

kor faktoren d er gjeve som karbonatiseringsdjupna, medan faktoren k er ein koefisient som er avhengig av betongkvaliteten. Funksjonen er illustrert i figur 4.2 og syner tydeleg kor mykje overdekninga har å seia for kor fort karbonatiseringa kan nå inn til armeringa.



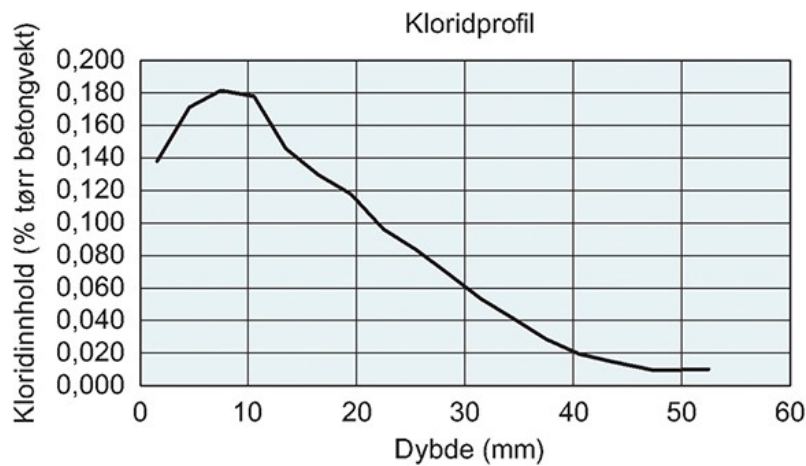
Figur 4.2: Karbonatiseringsdjupn som ein funksjon av tid (SINTEF, 2009).

Ein annan faktor som spelar inn er tettleiken på betongen. Tettleiken er påverka av bindemiddelet, v/c -talet og komprimering under støyping. I tillegg spelar betongens fuktnivå ei vesentleg rolle for karbonatiseringshastigheita. Ved ein relativ luftfuktigheit på 50-60% vil karbonatiseringa skje raskast. Dersom betongen har høgt vassinnhald eller er særst tørr vil derimot karbonatiseringa praktisk talt ikkje oppstå.

Kloridinntrenging

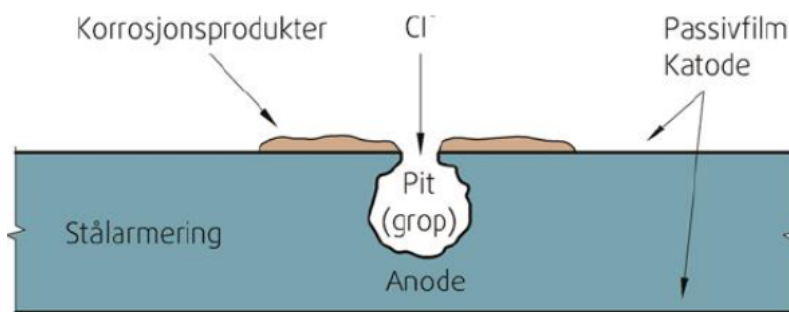
Kloridinntrenging vil føra til nedbryting av passivfilmen på armeringsstålet. Dette kan skje ved at det er blanda inn klorid under produksjonen av betong ved bruk av kloridbasert akselerator, sjøvatn eller kloridforureina tilslag. Inngrepet kan òg skje ved kapillærsug eller diffusjon av klorider frå overflata på herda betong i miljø med sjøvatn eller ved bruk av vegsalt. Nedbryting av passivfilmen kan skje trass i at porevatnet har ein høg pH-verdi. Dersom pH-verdien av ein eller annan grunn skulle vere redusert, vil risikoen for korrosjon vera atskilleg større då det trengs mindre mengder klorider for å initiere korrosjonen (Norsk Betongforening, 2003).

I figur 4.3 er det synt eit typisk eksempel på ein kloridprofil ved inntrenging av klorid frå utsida. Det syner kor stort kloridinnhald det er ved forskjellige djupn i betongen, og igjen ser ein viktigheita av å ha tilstrekkeleg overdekning til armeringa for å unngå korrosjon.



Figur 4.3: Eksempel på kloridprofil (SINTEF, 2015).

Prosessen oppstår ved at oppløyste kloridioner (Cl^-) i porevatnet reagerer med hydroksidioner (OH^-) i passivfilmen. Når passivfilmen er brote ned lokalt, kan kloridioner reagere med blottlagt metallisk jern. Denne typen blir kalla pittingkorrosjon eller groptæring, og er illustrert i figur 4.4. Dette er den farlegaste korrosjonstypen då ståltverrsnittet kan reduserast sterkt lokalt utan store synlege skadar.



Figur 4.4: Pittingkorrosjon (Byggforskserien, 2009).

Korrosjon på spennarmering

Korrosjon på spennarmering kan reknast som ein type armeringskorrosjon, men det er som regel andre årsakar som gjer at korrosjonen startar. Typiske skadeårsakar registrert på verdsbasis iht. Statens Vegvesen (Bathen, 2021) er:

- Dårleg injiseringspraksis
- Dårleg injiseringsmørtel
- Holrom nær lufteslangar i høgbrekk i kanalar
- Holrom ved forankringar
- Klemskadar på kabelkanalar
- Uinjiserte og delvis injiserte kabelsystem

- Overbelasta spennsystem

Typiske skadar på grunn av desse skadeårsakane er korrosjon på spenstrådar og spennkablar, korrosjon i forankringssona og på ankeret, og korrosjon på spennkablar i områder som er etterinjisert for å fylla holrom. Det er også kome fram at delvis fylte kabelkanalar kan vera den verste situasjonen for spennarmerte konstruksjonar (Bathen, 2021), som vil føra til såkalla soft-grout korrosjon.

I tillegg eksisterte det ikkje noko felles regelverk for utføring av spennarmeringsarbeid i Norge før i 1982, og erfaringar frå 1970-1990 som er rapportert hjå Statens Vegvesen (Bathen, 2021) syner:

- Korrosjon var vanlig på komponentar som blei støypt inn
- Sårbart låsesystem med hyppige feil i kilar og ankerplate
- Svake kabelkanalar, støypt inn med mykje klemskadar
- Kabelkanalar er lagt utan drenering
- Mykje vatn i kabelkanalane ved injiseringstidspunktet
- Uinjiserte og delvis injiserte kabelsystem
- Dårlege og til dels uninjiserte kabelkanalar står igjen

Desse erfaringane om kjende utføringsfeil gjer at det er stor uvisse om kva tilstand etteroppspente bruer frå denne tida har.

På alle bruer i Noreg skal det utførast ein enkelinspeksjon kvart år, samt ein hovudinspeksjon kvart 5. år, som er nærare gått inn på i kapittel 6.1. Desse inspeksjonane skapar gode forutsetningar for å avdekke skadar, men sidan spennarmeringa ligg innstøyt i betongen fins det ingen enkle metodar for å inspisere tilstanden. Ein kan utføra destruktive metodar for å kontrollera tilstanden, men det er då stor fare for å skada spennsystemet så det vert omlag aldri brukt. Ein har derimot nokre ikkje-destruktive metodar (Bathen og Hornbostel, 2017) som kan nyttast:

- Radar – GPR (Ground Penetration Radar)
- Røngten
- Termofotografering – IRT (Infrared Thermography)
- Magnetisme – MFL (Magnetic Flux Leakage), MMFM
- Ultralyd – UST, USE
- Akustikk – IE (Impact Echo), S, UPV, LFUT, VT
- Elektrokjemiske – ECT (Electrical Capacitance Tomography), EIS

Med desse metodane kan ein undersøka blant anna forhold som korrosjon, mørteltilstand, hulrom, vassopphoping og nedbryting av innfesting i ankersona. Det er likevel knytta mykje avgrensingar til desse metodane. Dei kan vera svært tidkrevjande, ein må ha korrekt utstyr, det kan vera vanskeleg å tyda resultatet, og i tillegg er det lite kunnskap og retningslinjer for bruk av desse metodane, som gjer at dei sjeldan vert teke i bruk.

4.1.2 Nedbryting av betong

Ei rekke mekanismar kan føre til nedbryting av betong dersom den ikkje vert dimensjonert etter miljøet i omgjevnadane, og om utføringa ikkje er utført på riktig måte. Nokre av nedbrytingsmekanismane er alkali-silika reaksjonar, frostsprenging og kjemiske angrep (Weerdt, 2016a).

Alkali-silika reaksjonar

Alkali-silika reaksjonar er ein skademekanisme der den høge pH-verdien i porevatnet frå alkaliene K_2O og Na_2O i betongen reagerer med SiO_2 som kan vere tilstades i tilslaget. Det vil føra til at ein får reaksjonsproduktet alkaligel i betongen. Den vil ekspandere og føre til volumauke, samt skape eit overtrykk som vil føre til riss i betongen. På grunn av dette kan ein få redusert bæremne og volumaukinga kan føre til andre konstruktive problem. Vidare kan óg rissdanninga føra til følgeskadar som frostsprenging og kloridinntrenging. For å hindra alkali-silika reaksjonar kan ein enten bruke bindemiddel med lågt alkaliinnhald, bruka ikkje-reaktivt tilslag eller unngå fukt.

Frostsprenging

Frostsprenging er ein skademekanisme som oppstår når porevatnet i betongen fryser og utvidar seg. Det kan då føra til overflateavskalling eller delaminering og generell intern opprissing. For å ha ein frostbestandig betong kan ein ha eit lågt v/c-tal eller sørge for å ha eit tilstrekkeleg høgt luftporeinnhald.

Kjemisk angrep

Ved kjemiske angrep på betongen skiller ein mellom to hovudtypar nedbryting; oppløysing av sementpasta og volumauke i sementpastaen med påfølgande sprenging av betongen. Oppløysing av sementpastaen kan skje frå utlutning, syreangrep eller biologisk nedbryting. Volumauke i sementpastaen ved kjemisk angrep vil kunna skje dersom betongen er utsett for sulfat eller nitrat. Kjemiske angrep på betong har varierende grad av aggressivitet, og det er ulike løysingar for å hindra nedbryting av betongen ut frå kva type angrep det er.

5 Kollstraumen bru

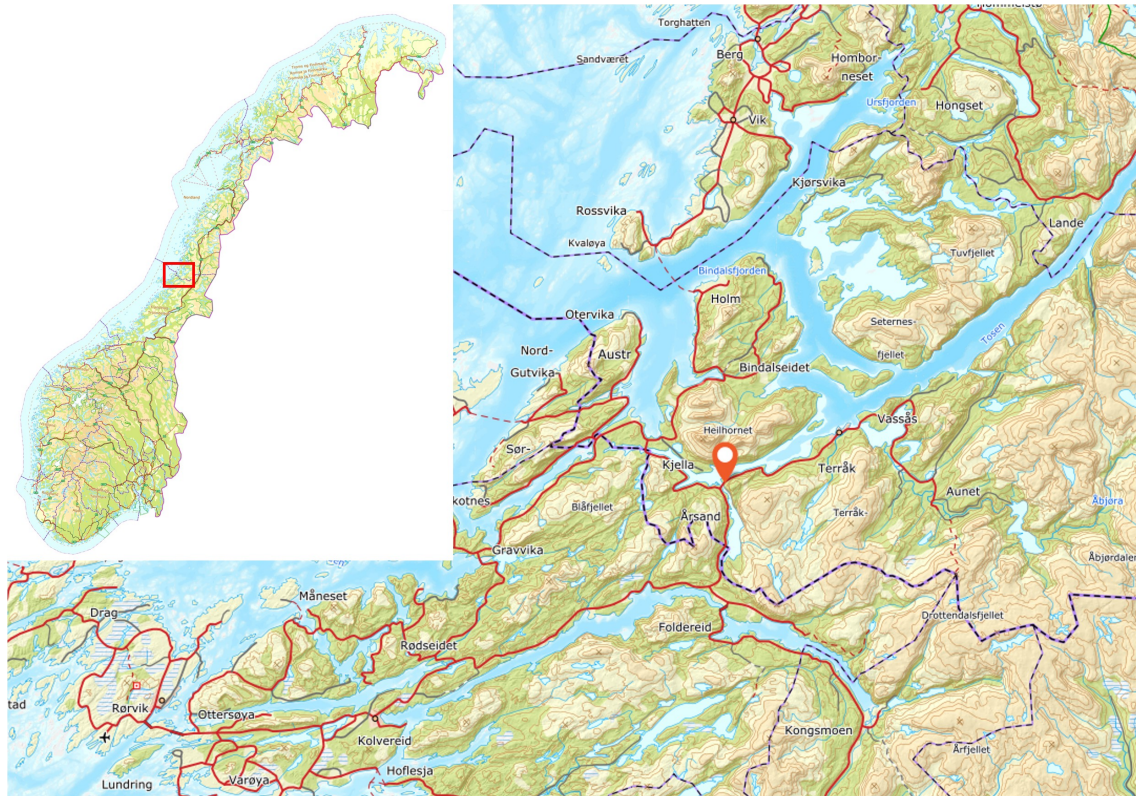
Dette kapitlet tek føre seg ein heilskapleg presentasjon av Kollstraumen bru, synt i figur 5.1, med bakgrunnen for val av konstruksjon, utforming av brua, kort om berekningane bak konstruksjonen, litt om byggehistorikken, og materialeegenskapane til materiala som er brukt. I dette og dei komande kapittela er det lagt hovudvekt på hovudspennet av brua.



Figur 5.1: Kollstraumen bru (Lillegaard, 1972).

5.1 Bakgrunn

Kollstraumen bru er ei 131 m lang spennarmert bogebru av typen hengeverksbru, som ligg i Bindal kommune i Nordland fylke som synt på kartet i figur 5.2. Bygginga av brua tok til i 1970 og den vart ferdigstilt året etter i 1971. Den er ein del av fylkesveg 801, som er einaste tilkomstveg på land til tettstaden Terråk og omliggande bygder. Brua kryssar Kollstraumen i fjordarmen Sørfjorden som er ein del av Bindalsfjorden. På nordaust-sida går brua rett inn i den 205 m lange Kollstraumen tunell. Både brua og tunellen vart foreslått freda i 2002, og vart offisielt freda av riksantikvaren i 2008 (Riksantikvaren, 2019).



Figur 5.2: Bruas lokasjon (Kartverket, 2021).

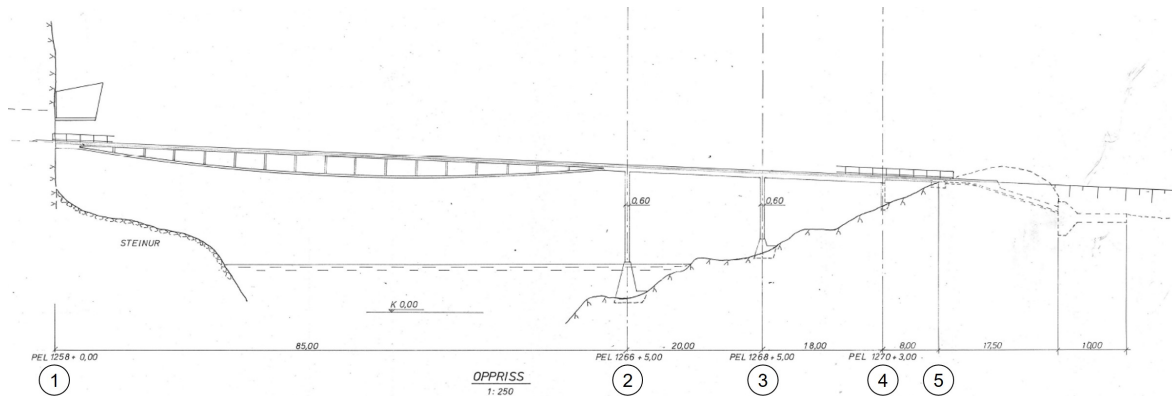
Prosjekteringa av brua vart gjort av firmaet *A/S Vik, Vigerust og Aarskog, Rådgivende ingeniører i byggeteknikk*, medan entreprenøren *Christie og Opsahl A/S* stod for utføringa. Tidlegare var det Statens Vegvesen som var ansvarleg for vedlikehald av brua, men no har fylkeskommunen teke over ansvaret.

5.2 Utforming av brua

Det blei gjort fleire vurderingar om kva type konstruksjon som skulle til for å krysse sundet. Over sundet ville det vera mest gunstig med eit fritt spenn då ein ville unngå fundamentering i sundet på grunn av sterke tidevatnstraumar. Dette gjaldt både for fundamentering av den ferdige konstruksjonen og for byggestillas. Ved tunellenden hadde det oppstått eit naturleg steinsprang som gjorde at området ikkje var eigna fundamenteringspunkt. Dermed blei løysinga å støypa eit landkar ut i frå tunellopninga. På grunn av fare for steinsprang frå fjellsida, ville det vera ein fordel at berekonstruksjonen i brua var beskytta av brudekket. Konklusjonen var difor å bygga ei hengeverksbrua med to strekkband med ein overliggjande separat køyrebane. Det var eit ynske at brua vart bygd i betong då omgjevnadane kunne beskrivast som eit utprega marint miljø, og at strekkbanda burde bli utført med etteroppspente kablar (Bjørn Vik, 1978).

5.2.1 Hovudtrekk

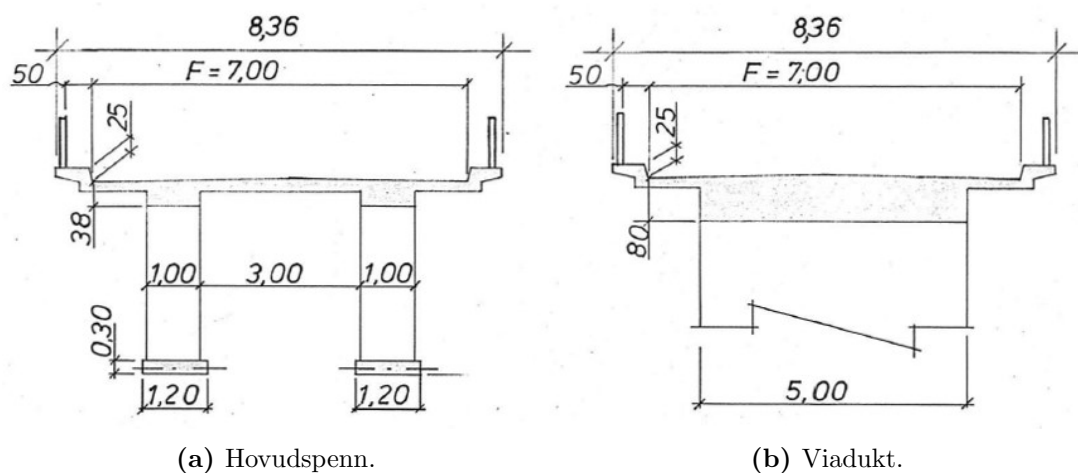
Frå figur 5.3 syner ein at brua er delt opp i aksane 1 til 5. Frå tunellopninga i akse 1 går hovudspennet på 85 meter over til viadukten i akse 2. Hovudspennet består av ein slank ribbekonstruksjon bygd opp frå to underliggande strekkband. Vidare er viadukten støtta opp av pilarar i akse 2 og 3, før den går inn i eit landkar i akse 4 og 5. Bjelkeviadukten har ei totalt lengd på 46 meter frå akse 2 til akse 5. Dette gjev Kollstraumen bru ei total lengd på 131 meter.



Figur 5.3: Oppriss (Vik, 1970c).

Brua har ei høgde på 25,41 m.o.h. midt på brubanen ved tunellopninga til 19,71 m.o.h. ved enden av viadukten, og ei konstant vertikal helning på ca. 1:23. Horisontalt har brua ein kurvatur med radius lik ca. 150 m dei fyrste 15 m frå tunellopninga ut i hovudspennet. Etter dette går brua gradvis inn i ei rettlinja form i horisontalretninga.

Brubana har ei konstant breidd på 8,36 m i viadukta og hovudspennet fram til midt i hovudspennet. Der aukar breidda, i samband med horisontalkurvaturen, til 9,06 m ved tunellopninga. Brubana har to køyrefelt med ei total breidd på 7,0 m. Tverrsnitta for brubana er forskjellig for hovudspennet og viadukten, som synt i figur 5.4. Vidare varierer høgda på tverrsnitta noko innanfor kvar av dei to delane.



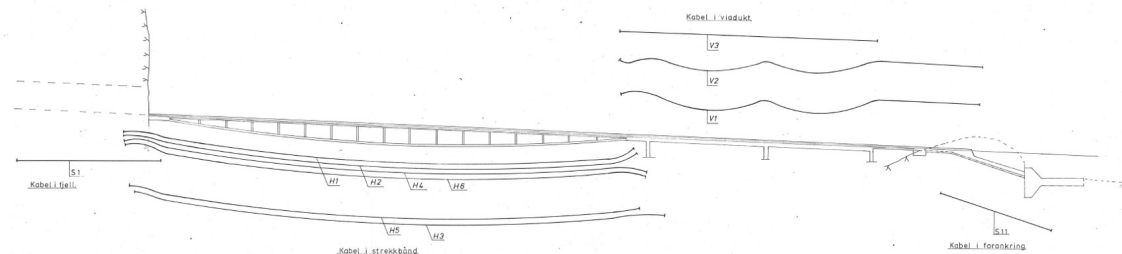
(a) Hovudspenn.

(b) Viadukt.

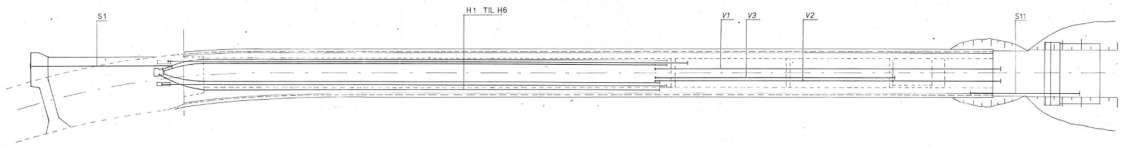
Figur 5.4: Tverrsnitt for brubana (Vik, 1970c).

5.2.2 Spennarmering

Kollstraumen bru er utført med spennarmering langs heile brua; både i hovudspennet og i viadukten. Brubana i hovudspennet har kun slakkarmering, medan strekkbanda og brubanen i viadukten har både spennarmering og slakkarmering. Ei oversikt over spennarmeringa i brua er synt i figur 5.5



(a) Snitt.

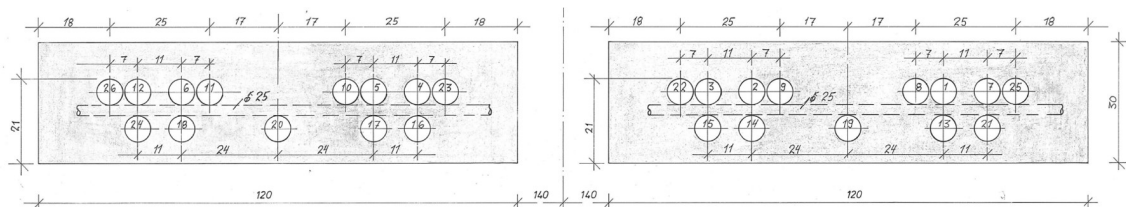


(b) Plan.

Figur 5.5: Spennarmering i brua (Vik, 1970c).

I tunellopninga er spennkablane frå strekkbanda forankra i kraftige betongkonstruksjonar som danner eit sprengverk mot tak, golv og sideveggar. I andre enden av hovudspennet er spennkablane forankra i brubana over pilaren. Spennkablane i viadukta startar over den same pilaren, går gjennom viadukta og ender opp i eit nedgrave forankringskloss ved akse 5.

Begge strekkbanda består av eit sett med 13 spennkablur kvar. Plasseringa er synt i figur 5.6, og er konstant langs heile strekkbandet. Spennarmeringa er spent opp trinnvis frå begge sider av spennet. Meir detaljar om dette er beskrive seinare i kapittelet.



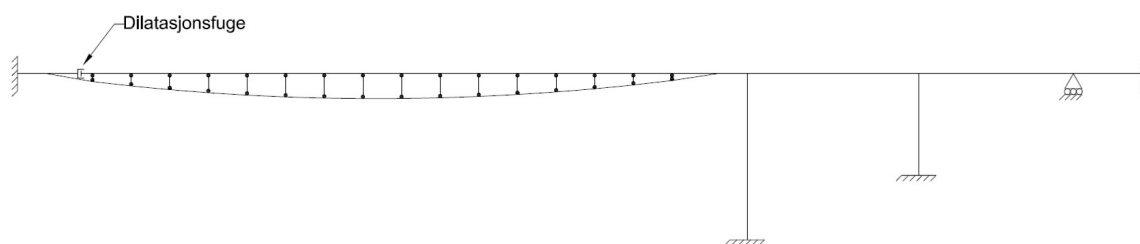
Figur 5.6: Tverrsnitt av strekkband med plasseringa til spennkablane (Vik, 1970c).

Viadukten består av totalt 29 spennkablur, kor 3 av desse er i tverretning for å ta opp strekkrefter frå spennarmeringa i lengderetning. Plasseringa varierer med

ei kabelgruppe som går rettlinja gjennom viadukten, og to kabelgrupper som går ondulerande fram til landkaret i akse 4 som synt i figur 5.5. Dei ondulerande kablane er lagt inn for å ta opp strekkspenningar i overkant av brubana over pilarane.

5.2.3 Statisk verkemåte

Brukonstruksjonen kan bli delt opp i eit hovudspenn og ei bjelkeviadukt. I figur 5.7 er det synt korleis det statisk bestemte systemet er sett opp i masteroppgåva *Styrkeberegning og analyse av eksisterende spennarmert buebro* (Amiri og Moen, 2019).



Figur 5.7: Statisk system.

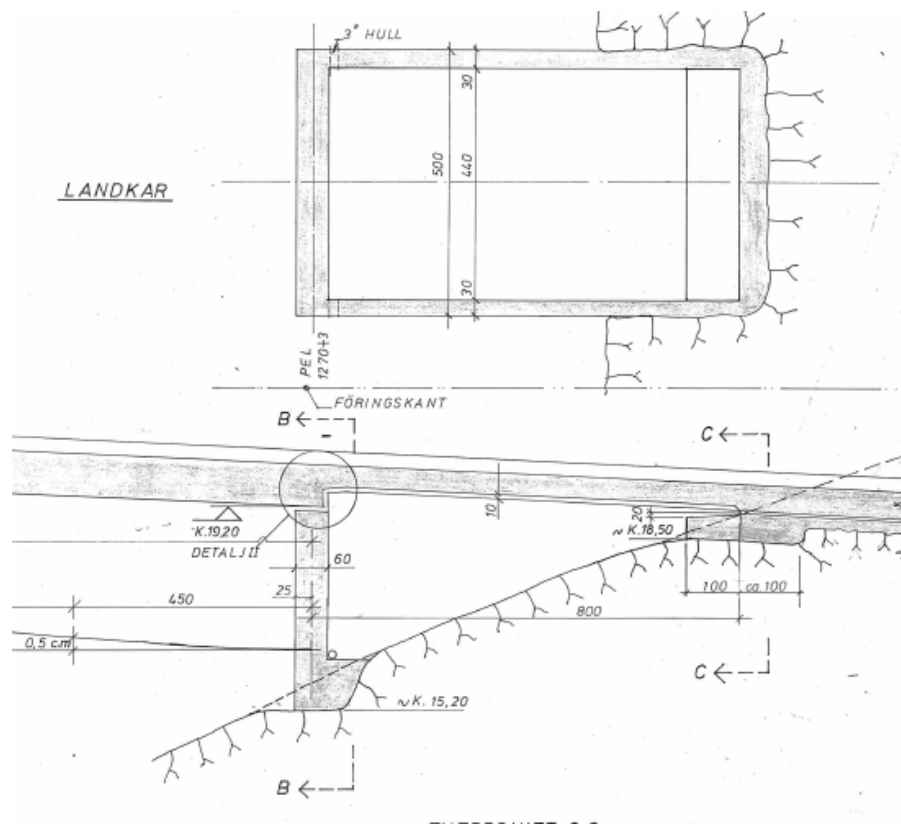
I hovudberekningane er det valt å rekne på hovudspennet for seg og bjelkeviadukten for seg, og bidra dei i mellom vert behandla som ytre laster. I denne oppgåva er det derimot kun valt å sjå på hovudspennet. Det statiske systemet kan då sjåast på som fast innspent både i tunellopinga og i overgangen til viadukten i akse 2, som synt i figur 5.8. Det vil i realiteten ikkje vera full innspenning mot viadukten, men det er i samråd med veileidar Terje Kanstad valt å forenkla dette til full innspenning i modelleringa.



Figur 5.8: Statisk system hovudspenn.

Viadukt

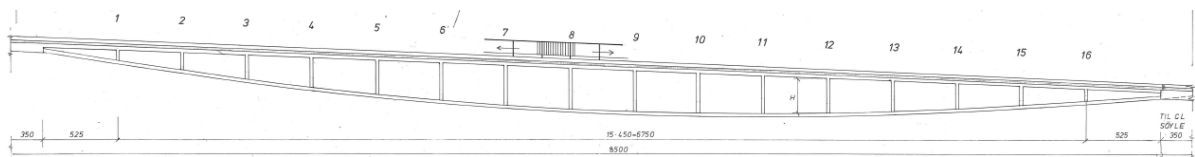
Viadukten kan sjåast på som ein vanleg kontinuerleg bjelke monolittisk forbunde med fast innspenne pilarar i akse 2 og 3. I overgangen viadukt - landkar i akse 4 og 5, vil konstruksjonen kunne rotera fritt uten bruk av ledda forbindelsar. Dette er utført monolittisk som ei slank plate med ei spennvidde på 8 meter. I overgangen er det lagt inn ei lagerplate som tillèt rotasjon og som er fri til å forskyve seg i lengderetning, medan den fast innspenne forankringa vil gjera brua fullstendig fasthaldt.



Figur 5.9: Overgang viadukt-landkar i akse 4-5 (Vik, 1970c).

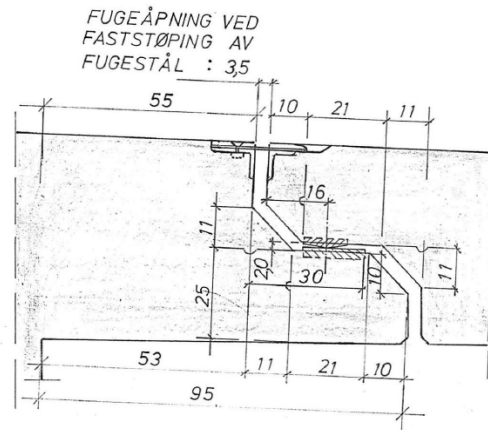
Hovudspenn

Hovudspennet består av ein brubane med to underliggande strekkband, som synt i figur 5.10. Spennet strekk seg til 85 meter, men grunna massive endepartier som verkar som utkragarar, vert det frie spennet 78 meter. Konstruksjonen verkar som ei forankra hengebru med brubanen som avstivingsbjelke. Brusøylene vil fungera på same måte som hengestengene i ei hengebru. Skilnaden er at søylene står i trykk mellom brubanen og strekkbanda, og ikkje i strekk slik hengestenger i ei ordinær hengebru ville gjort.



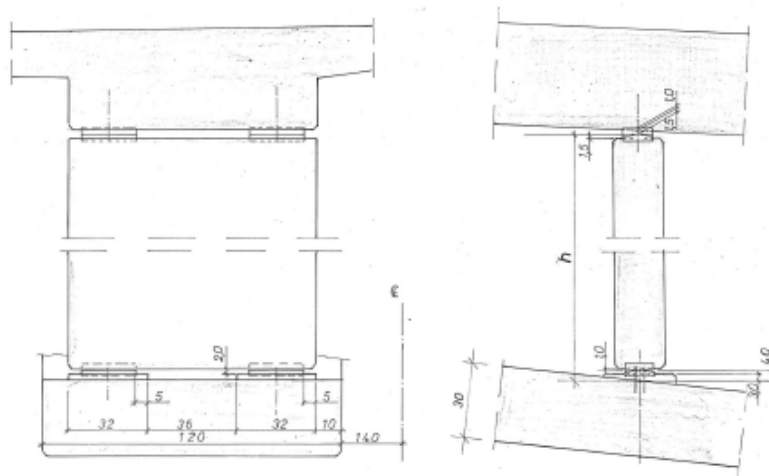
Figur 5.10: Hovudspenn (Vik, 1970c).

Avstivingsbjelken består av to lave ribbar forbunde med ei bruplate. Slanke veggøylar er ledda i ribbane med ein senteravstand på 4,5 meter. I tunellenden er det montert ei dilatasjonsfuge, som synt i figur 5.11, slik at brubanen er fri for translasjonar i lengderetning, og kan dermed betraktast som ei forankra hengebru. Her vil brubanen tilsvare avstivingsbjelken, veggøylene hengestenger, og strekkbanda vil fungera som berekablar.



Figur 5.11: Dilatasjonsfuge i brubana (Vik, 1970c).

Veggsøylene er forbunde med ein ledda forbindelse, som synt i figur 5.12. Med denne typen forbindelse skal dei kunne rotere fritt og dermed kunne bidra til vinkelendringar og relative lengdeendringar mellom brubane og strekkband. Dilatasjonsfuga gjer at brubanen kan bevege seg fritt i lengderetninga som igjen fører til desse relative lengdeendringane. Mot viadukten er derimot brubana fasthaldt mot translasjonar og rotasjonar, slik at den relative forskyvinga her vil vere lik null ettersom strekkbanda er fasthaldt i begge endar.



Figur 5.12: Detaljar for veggsøyler (Vik, 1970c).

5.3 Originale berekningar

Det var firmaet *A\ S Vik, Vigerust og Aarskog, Rådgivende ingeniører i byggeteknikk* stod for prosjektinga av brua. Dei berekna viadukta og hovudspennet hovudsakleg kvar for seg. Viadukta vart berekna som ein tradisjonell brukonstruksjon med kreftene frå hovudspennet i ferdigtilstand teke i betraktning. Hovudspennet vart berekna som ei forankra hengebru. Systemet er geometrisk ikkje-lineært, men ved

å nytta influenslinjer kunne systemet lineariserast. Berekningane vart utført etter dåtidas metodar for hengebruer (Selberg, 1947). Kreftene i strekkbanda vart berekna etter elementær teori for kabelkonstruksjonar (Jensen, udatert), medan lasteffektane i brubana og veggøylene vart berekna etter Arne Selbergs influensdiagram i *Design of Suspension Bridges* (Selberg, 1945).

5.4 Byggehistorikk

Bygginga av Kollstraumen bru tok til 26. juni 1970 og vart avslutta 22. juni 1971. Arbeidet vart starta med driving av tunellen samt bygging av viadukten, før hovudspennet vart bygd til slutt. Vidare vert bygginga av hovudspennet omtala.

5.4.1 Hovudspenn

Bygginga av hovudspennet vart starta med å henge ut ei arbeidsbru som synt i figur 5.13.



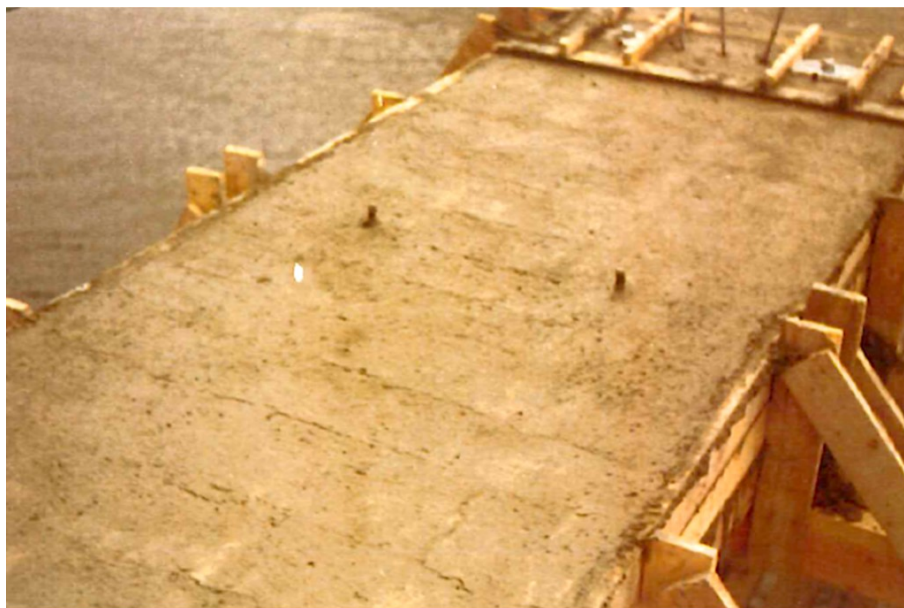
Figur 5.13: Arbeidsbru i hovudspenn (Vik, 1970a).

Etter bygging av forskaling for strekkbanda og plassering av slakk- og spennarmering, byrja støypinga av strekkbanda. Støypinga vart gjort frå midten av strekkbanda og symmetrisk utover mot endane som synt i figur 5.14.



Figur 5.14: Støyping av strekkband (Vik, 1970a).

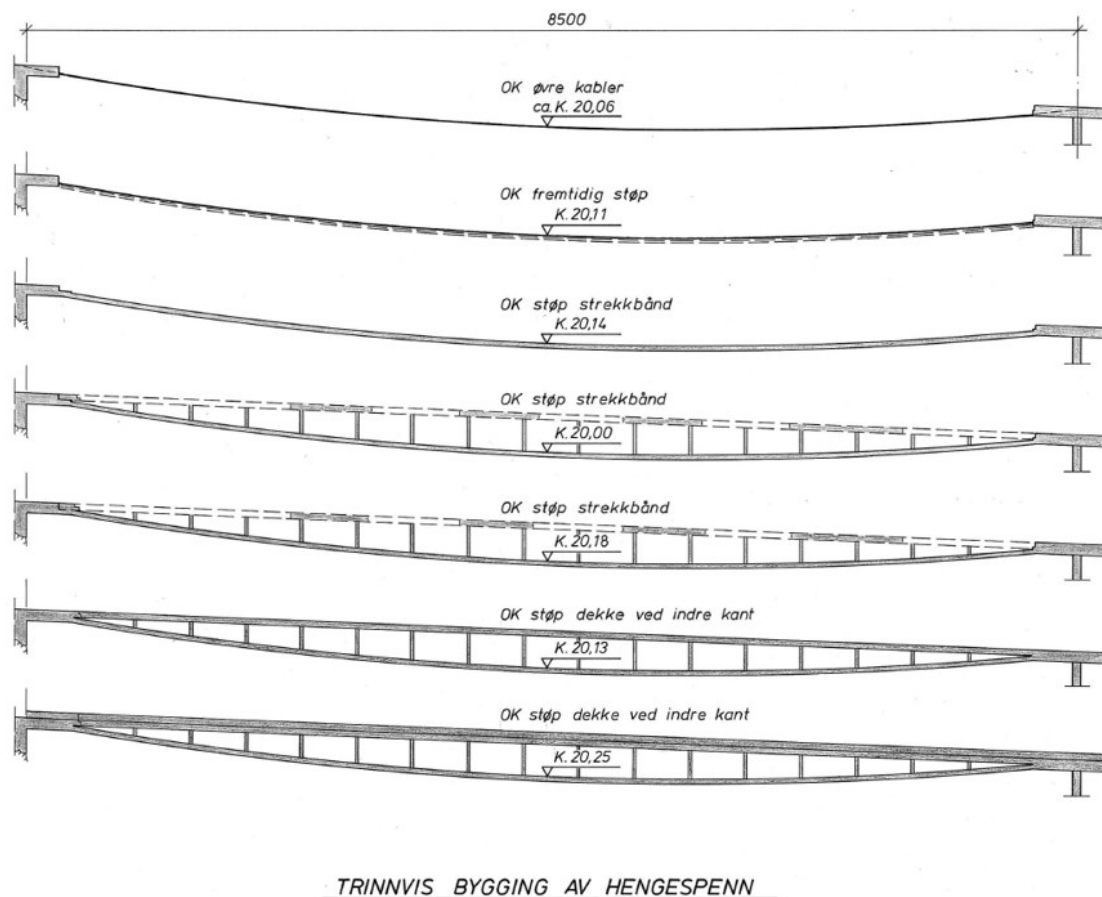
På grunn av at arbeidsbrua med forskalinga verka som ei hengebru, deformerte den seg etter lastplasseringa for å bære lasta mest effektivt. Det førte til ein “djup“ boge ved starten av støypinga, som etter kvart flata ut ettersom støypinga nærma seg endane. Endringa av forma førte til sprekker i overkant av strekkbandet som synt i figur 5.15.



Figur 5.15: Sprekker i overkant av strekkband ved støypinga (Vik, 1970a).

Byggetrinn for hovudspennet

Bygginga av hovudspennet og oppspenninga vart gjennomført trinnvis for å fordela trykkreftene i betongen, og for å ha betre kontroll på geometrien. Den trinnvise bygginga vart gjort i sju trinn, som synt i figur 5.16, og oppspenninga av dei totalt 26 kablane i dei to strekkbanda vart gjort i tre trinn.



Figur 5.16: Trinnvis bygging av hovudspenn (Vik, 1970c).

Dei sju trinna i bygginga av hovudspennet innebar:

1. Spennarmeringa vart montert og stramma til ønska pilhøgd.
2. Forskaling for strekkbanda bygd, slakkarmering montert, spennarmering etterjustert til ønska pilhøgd, med alle spennkablar like stramme.
3. Strekkband støypt og oppspent 1. trinn: 6 kablar per band med total spennkraft 750 Mp.
4. Delvis støypt overbygning.
5. Delvis støypt overbygning og oppspent 2. trinn: 3 kablar per band med tillegg i spennkraft på ca. 400 Mp.
6. Ferdig bygd overbygning med sidekantar osb. Fjerna forskaling.

7. Oppspent 3. trinn: 4 kablar per band med tillegg i spennkraft på ca. 530 Mp.

Her er oppspenningskrafta oppgjeve med eininga Mp(megapond) som vart brukt i dei originale berekningane. Pond er ei eining i Det tekniske einingssystemet som ikkje lenger er brukt, og er definert som den kraft ein lekam med ein masse på eitt gram vert utsett for i eit gravitasjonsfelt der tyngdas akselerasjon er lik standard tyngdas akselerasjon (Hofstad, 2017). Ved å nytta $g_0 \approx 9,81 \text{ m/s}^2$ får ein:

$$1 \text{ p} = g_0 \cdot g = 9,81 \text{ g} \cdot \text{m/s}^2 \quad (5.1)$$

Omrekna til SI-einingar får ein følgande forhold:

$$1 \text{ Mp} = 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 10^3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m/s}^2} = 9,81 \text{ kN} \quad (5.2)$$

Ei oversikt over kva kablar som vart spent opp i kva trinn og med kva oppspenningskraft er synt i tabell 5.1.

Tabell 5.1: Oppspenningstrinn (Vik, 1970c).

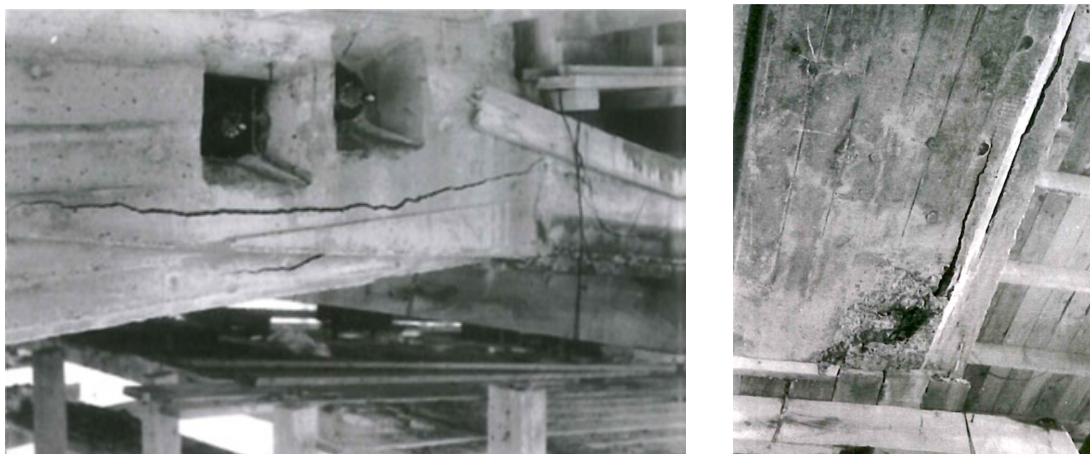
Trinn	Oppspenningskraft per kabel [Mp]	Kabelnummer	Spent opp på viaduktside	Spent opp på tunellside
1	125	21, 22, 23, 24, 25, 26	9, 10, 21, 22,	13, 14, 17, 18
	135	9, 10, 13, 14, 17, 18	23, 24, 25, 26	
2	137	2, 4, 7, 12, 19, 20	-	Alle
3	130	1, 2, 5, 6, 8, 15, 11, 16	-	Alle

Kabelnummera som er oppgjeve tilsvarear plasseringa synt i figur 5.6, og trinna er oppspenningstrinna som er nemnt i dei sju byggetrinna.

Kablane vart injisert umiddelbart etter oppspenning. Om kotehøgda etter oppspenning hadde eit avvik på meir enn 3 cm, skulle oppspenningskrafta justerast slik at kotehøgda vart som angjeve. Om avviket var større enn 5 cm skulle kontrolløren varslast før oppspenninga kunne fortsetja.

Trinn 1

Etter utstøyping og herding av begge strekkband vart det fyrste oppspenningstrinnet gjennomført. Like etter vart det oppdaga sprekker ved overgangen frå strekkbandet til viadukta, som synt i figur 5.17. Dårlig reingjering av forskalinga som førte til støypesår vart ansett som årsaka til oppsprekkinga. Skaden vart ikkje undersøkt nærare før etter andre oppspenningstrinn.



Figur 5.17: Sprekker i overgang mellom strekkband og viadukt etter fyrste oppspennings-trinn (Vik, 1970a).

Trinn 2

Etter andre oppspenningstrinn vart det oppdaga ei ny oppsprekking i overgangen mellom strekkbanda og viadukta på motsett side av brubana som synt i figur 5.18. Det vart seinare konkludert med at denne oppsprekkinga oppstod fordi det ikkje var tilstrekkeleg med bøyalar som kunne ta opp avbøyingskreftene frå spennkablane.



Figur 5.18: Sprekker i overgang mellom strekkband og viadukt etter andre oppspennings-trinn (Vik, 1970a).

Før det siste oppspenningstrinnet starta vart dei skadde partia i overgangen reparert.

Trinn 3

Oppspenninga i trinn 3 vart gjennomført utan at nye skadar oppstod. Det er i teikningsgrunnlaget nemnt at oppspenninga vart justert etter *Beskrivelse for avsluttende*

oppspenning datert 24. mai 1971, men sidan dette dokumentet ikkje har vore tilgjengeleg er det usikkert kva den faktiske oppspenningskrafta var i trinn 3. Vidare i oppgåva er det brukt verdiane frå teikningsgrunlaget.

Ferdigtilstand

Det er kome fram frå den endelege skildringa av byggeprosessen at uforutsette forhold medførte nokre problem. Nokre dagar med kaldt vêr i herdingsperioden for strekkbanda førte til at trinn 1 av oppspenninga vart gjennomført omlag 2 månadar etter støyning, i staden for dei forutsette 3-4 vekene. Det førte til at alle oppspenningstrinna vart gjennomført med eldre betong enn berekna, som gav mindre deformasjonar og dermed lågare pilhøgde enn prosjektert. I tillegg vart brubana sin eigenlast større enn prosjektert, som også førte til lågare pilhøgde. I klassifiseringsrapporten til Norconsult frå 2019 (Norconsult, 2019) som er gjennomført av konstruktøren av brua sjølv, Bjørn Vik, framgår det at etter ferdig oppspenning låg brubanen 250 mm for lågt. Dette er meir skildra i kapittel 6.

5.5 Material

Kollstraumen bru består av betong samt slakk- og spennarmering. I tillegg har den asfalt som belegning og rekkverk av stål. Vidare vert eigenskapane til dei ulike materiala skildra, men det er ikkje gått nærare inn på belegninga og rekkverket enn det som er skrive i kapittel 7.1.2 om lastverknadene.

5.5.1 Betong

Betongen som er nytta i brua er av dåtidas klasse B350. I henhold til R412 tabell 4.2-2 vil denne kvaliteten tilsvare fastleiksklasse C30 i NS 3473, som er CEN-nemninga for fastleiksklasse B25. 30 i CEN-nemninga angjev den karakteristiske terningfastleiken, medan 25 i den norske nemninga angjev den karakteristiske sylindertykkfastleiken, som synt i tabell 5.2.

Tabell 5.2: Viktige betongeigenskapar (Standard Norge, 2003c).

Betong B25		
Karakteristisk terningfastleik	f_{ck}	30 MPa
Karakteristisk sylindrefastleik	f_{cck}	25 MPa
Konstruksjonsfastleik for trykk	f_{cn}	19,6 MPa
Konstruksjonsfastleik for strekk	f_{tn}	1,6 MPa
E-modul	E_{cm}	24900 MPa
Massetettleik	ρ_c	2500 kg/m ³
Temperaturutvidingskoeffisient	α_T	$1 \cdot 10^{-5}$

Betongen sin dimensjonerande trykk- og strekkfastleik er gjeve frå NS 3473 10.4.2

som henholdsvis:

$$f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_c} \quad (5.3)$$

$$f_{td} = \frac{f_{ct}}{\gamma_c} \quad (5.4)$$

der γ_c er ein materialfaktor som tek omsyn til usikkerheiter i materialfastleik og tverrsnittsgeometri, og er i henhold til NS 3473 Tabell 4 gjeve som 1,4 i brotgrensetilstand og 1,0 i bruksgrensetilstand.

Vidare vert betongen sin elastisitetsmodul berekna etter NS 3472 9.2.1 som:

$$E_c = k_E (f_{cck})^{0,3} \quad (5.5)$$

kor k_E er ein koeffisient som vert sett lik 9500 (MPa)^{0,7}. Ein vil dermed få ein E-modul lik:

$$E_c = 9500 \text{ (MPa)}^{0,7} \cdot (25 \text{ MPa})^{0,3} = 24952 \text{ MPa} \approx 24900 \text{ MPa} \quad (5.6)$$

Både i originalberekningane og detaljberekningane for bæremneklassifiseringa (omtala i kapittel 6.3) er det nytta ein annan E-modul. Originalberekningane nytta den dåverande standarden NS 427A, medan det er usikkert kva standard som er nytta ved detaljberekningane for bæremneklassifiseringa. Følgande E-modular vart nytta ved dei to berekningane:

$$E_{c,\text{original}} = 300000 \text{ kp/cm}^2 = 29430 \text{ MPa} \quad (5.7)$$

$$E_{c,\text{klassifisering}} = 28000 \text{ MPa} \quad (5.8)$$

I samråd med veileidar Terje Kanstad er det valt å følgja R412 og NS 3473:2003, og dermed nytta verdiane som er oppgjeve i tabell 5.2.

5.5.2 Slakkarmering

Slakkarmeringa nytta i brua er av kvaliteten Ks 40, Ks 40 S. Stålet St.00 er nytta som flattstål og som andre stålforbindelsar i brua. St betyr at det er glattstål som vart mykje nytta som armering tidleg på 1900-talet. Ks står for kamstål, som er stålstenger med kammar som sikrar godt heft mellom betongen og armeringa. Det er denne typen armering som er nytta som standard armering no til dags. Nokre av eigenskapane til Ks-armeringa er gjeve i tabell 4.2-3 i R412 og er her gjengjeve i tabell 5.3.

Tabell 5.3: Armeringa sin karakteristiske fastleik (Standard Norge, 2003c).

Kvalitet	Diameter [mm]	f_{sk} [MPa]
Ks 40 og Ks 40 S	8-20	400
	25-32	380

Armeringa sin dimensjonerande fastleik er gjeve frå NS 3473 10.4.2 som:

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (5.9)$$

der γ_s er ein materialfaktor som tek omsyn til usikkerheiter i materialfastleik og tverrsnittsgeometri, og er i henhald til NS 3473 Tabell 4 gjeve som 1,25 i brotgrensetilstand og 1,0 i bruksgrensetilstand.

5.5.3 Spennarmering

Spennkablane nytta i brua er levert av AB Strängbetong og er av typen BBRV. Det er ein type spennarmering som vart utvikla i Sveits i 1944, og har vorte kontinuerleg utvikla sidan (BBR, 2004). Det er nytta kablar av 22Ø6-trådar og 44Ø6-trådar i brua. Totalt består brua av 55 langsgåande kablar fordelt på 3 stk. 22Ø6 og 52 stk. 44Ø6, i tillegg til 3 spennkablar i tverretning i viadukta for å ta strekk frå avbøying frå dei langsgåande kablane. Låsetypen for spennkablane er ikkje dokumentert, men basert på andre tilsvarende system vert det antoke at forankringane er BBRV type-R. Denne typen forankring nyttar eit trådanker, slik at kvar tråd vert forankra individuelt ved at tråden stukast. På grunn av dette vil ein unngå låsetap.

Spennkablane i brua er oppgjeve som 160/180 kp/mm², der tala tilsvarener henholdsvis 0,2%-flytgrense og brotspenning. Etter dagens konvensjon vil dette tilsvare 1570 MPa og 1770 MPa. Dagens standard for strekkfastleiksgrense er oppgjeve for 0,1% inelastisk tøyning, medan det tidlegare vart nytta 0,2% inelastisk tøyning. Begge verdiane, og andre viktige eigenskapar er oppgjeve i tabell 5.4, men vidare i oppgåva er det 0,2%-flytgrensa som er nytta.

Tabell 5.4: Materialeigenskapar for BBRV-system (Strängbetong, 1975).

Materialdata		22Ø6	44Ø6
Tverrsnittsareal	A_p [mm ²]	622	1244
Indre diameter kabelrøyr	D [mm]	45	60
Karakteristisk brotspenning	f_{pk} [MPa]	1770	1770
Karakteristisk flytegrense ved 0,2%	$f_{p0.2k}$ [MPa]	1570	1570
Karakteristisk flytegrense ved 0,1%	$f_{p0.1k}$ [MPa]	1520	1520
E-modul	E_p [GPa]	206	206

Den dimensjonerande fastleiken til spennarmeringa er gjeve som:

$$f_{pd} = \frac{f_{p0.2k}}{\gamma_s} \quad (5.10)$$

der γ_s er ein materialfaktor som tek omsyn til usikkerheiter i materialfastleik og tverrsnittsgeometri, og er som for slakkarmering gjeve som 1,25 i brotgrensetilstand og 1,0 i bruksgrensetilstand.

5.6 Overdekning

Viktigheita av tilstrekkeleg overdekning vart skildra i kapittel 4, og dagens krav til overdekning speglar dette. Dei tidlegare overdekningskrava har derimot vore svært låge, og i tillegg vart konstruksjonar ofte basert på kortare levetid enn dagens krav. Ei oversikt over minimumsoverdekning frå NS427 A er synt i tabell 5.5, som er standarden som vart nytta under bygginga av Kollstraumen bru.

Tabell 5.5: Minimumsoverdekning gjeve i NS427 A (Kompen, 2014).

Miljøforhold	Plater og veggar	Bjelkar	Søyler
Dekka for vær og vind	15 mm	20 mm	35 mm
Utsett for vær og fuktigheit	20 mm	30 mm	35 mm
I nærleiken av sjøvatn	30 mm	50 mm	50 mm
I vatn, men støypt tørt, utsett for bølgeslag, is eller vasstrykk	40 mm	50 mm	50 mm
Diameter kabelrøyr	40 mm	50 mm	50 mm
Undervasstøyp	50 mm	70 mm	70 mm

Kollstraumen bru vart bygd med ei nominell overdekning på 25 mm og 30 mm i henholdsvis underkant og overkant på brubana, samt ei nominell overdekning på 35 mm i strekkbanda og veggøylene.

Dagens standardar er basert på ei levetid på 100 år for bruer og har mykje strengare krav til overdekning enn dei eldre standarane. Dersom ein følgjer dagens standard, EK2, er den nominelle overdeknina 75 mm i brubana og 85 mm i strekkbanda. Det er med andre ord stor forskjell til prosjektert overdekning.

6 Tilstandsskildring

Dette kapittelet tek føre seg korleis bruinspeksjonar vert utført av Statens Vegvesen, samt tilstanden til Kollstraumen bru basert på inspeksjonane.

6.1 Inspeksjonar

Statens vegvesen si håndbok R411 (Statens Vegvesen, 2018) gjev retningslinjer for forvaltning av alle bærande konstruksjonar på riksvegane. Håndboka stiller blant anna krav til gjennomføring av rutinemessige inspeksjonar gjennom heile konstruksjonens levetid. Inspeksjonane skal gjennomførast i henhold til V441 Bruinspeksjon (Statens Vegvesen, 2019) med ulike intervall for ulike typar inspeksjonar.

Brutus (Statens Vegvesen, 2021) er Statens Vegvesen sitt forvaltningssystem som inneheld informasjon om alle bruer, ferjekaiar og andre bærande konstruksjonar på riks- og fylkesvegnettet. Systemet vert nytta til blant anna å loggføre og dokumentere skadar og funn ved inspeksjonane, kategorisere skadane ut frå konsekvenstype og skadekonsekvens, samt planleggje framtidige tiltak og inspeksjonar.

Dei ulike typane inspeksjonar som vert utført er i henhold til Brutus og V441:

- Enkelinspeksjon
- Hovudinspeksjon
- Hovudinspeksjon kablar
- Hovudinspeksjon under vatn
- Spesialinspeksjon

I tillegg vert det normalt utført ferdig- og reklamasjonssynfaring etter bygginga er avslutta for å danne eit grunnlag for overtaking av brua, samt kontrollera at brua er i henhold til teikningane og beskrivingar.

Hensikta med dei ulike inspeksjonane er å avdekke om brua fortsatt har den bæremenna, trafiksikkerheita, bestandigheten og det visuelle uttrykket den vart prosjektert og bygd for. Enkelinspeksjonar skal verta utført kvart år, medan hovudinspeksjonar skal verta utført kvart 5. år. Ei oversikt over inspeksjonane utført på Kollstraumen bru sidan Brutus vart teke i bruk er synt i tabell 6.1.

Tabell 6.1: Utførte inspeksjonar på Kollstraumen bru (Statens Vegvesen, 2021).

Inspeksjonstype	Dato
Hovudinspeksjon	03.06.1996
Enkelinspeksjon	22.05.2000
Hovudinspeksjon	15.07.2001
Hovudinspeksjon under vatn	15.08.2001
Enkelinspeksjon	12.08.2003
Enkelinspeksjon	11.08.2004
Enkelinspeksjon	22.11.2005
Hovudinspeksjon	05.06.2006
Hovudinspeksjon under vatn	18.08.2006
Enkelinspeksjon	12.06.2007
Enkelinspeksjon	19.08.2010
Hovudinspeksjon	17.06.2011
Hovudinspeksjon under vatn	14.08.2011
Enkelinspeksjon	05.06.2012
Enkelinspeksjon	08.07.2013
Enkelinspeksjon	10.07.2014
Hovudinspeksjon	04.06.2016
Hovudinspeksjon under vatn	18.08.2016
Enkelinspeksjon	22.05.2017
Enkelinspeksjon	28.05.2018
Enkelinspeksjon	18.06.2019
Enkelinspeksjon	28.08.2020

Vidare er det planlagt ein hovudinspeksjon 04.06.2021, samt ein hovudinspeksjon under vatn 18.08.2021.

I denne oppgåva er berre dei største skadane omtala, og det er lagt ekstra vekt på dei to siste hovudinspeksjonane. Aksenummereringa i Brutus er motsett i forhold til kva som er brukt i denne oppgåva, men alle dei vidare aksereferansane er i henhold til den originale aksenummereringa som synt i figur 5.3.

6.2 Skadar

Skadar som vert avdekte ved inspeksjonar vert vurderte og registrert i Brutus med skadegrad, skadekonsekvens og skadetype i henhold til klassifiseringssystemet i V441. I tillegg vert skadane angjeve med prioritet, der prioriteten er gjeve som: skadegrad x skadekonsekvens.

Skadegrad

Skadegraden vert nytta for å angje ei teknisk vurdering av skadens utvikling og vert angjeve med tal frå 1 til 4 med følgjande tyding:

- 1 - Liten skade
- 2 - Middels skade
- 3 - Stor skade
- 4 - Svært stor skade

Skadekonsekvens

Skadekonsekvensen består av konsekvenstype og skadetype og vert nytta saman for å angje konsekvensen av ein skade for heile brua. Skadens konsekvenstype vert angjeve med tal frå 1 til 4 som har tyding:

- 1 - Liten konsekvens. Ikkje behov for tiltak
- 2 - Middels konsekvens. Vurder om tiltak skal registrerast i Brutus
- 3 - Vesentleg konsekvens. Forslag til tiltak registrerast i Brutus. Inspeksjonsintervall må vurderast.
- 4 - Stor konsekvens. Bruforvaltar/oppdragsgjevar kontaktast umiddelbart.

Skadetypen vert angjeve med B, T, V eller M som har tyding:

- B - Skade som kan påverka bæreemna
- T - Skade som kan påverka trafikksikkerheita
- V - Skade som kan auka vedlikehaldskostnadane
- M - Skade som kan påverka miljø/estetikk

Skadane det er gått nærare inn på vidare i oppgåva er kun skadar på det konstruktive systemet på hovudspennet, samt pilaren ved akse 2. I tillegg er det kun dei største skadane som er omtala.

6.2.1 Slitelag

Brubanen vart opphavleg utført utan slitelag, men i september i 2002 vart det lagt membran og 60 mm asfalt. Ved hovudinspeksjonen i 2016 vart det registrert eit tverrgåande riss over akse 2, som synt i figur 6.1. Det vil sei rett over pilaren ved overgangen mellom hovudspennet og viadukten. Skaden har fått skadekonsekvens 2V og skadegrad 2. Skadeårsaka er i Brutus oppgjeve som ukjent, men i kapittel 6.3 i denne oppgåva er ein mogleg årsak omtala.



Figur 6.1: Tverrgåande riss ved akse 2 (Statens Vegvesen, 2021).

6.2.2 Brubane, akse 1

Ved akse 1, som vil seie ved innspenninga av hovudspennet ved tunellen, er det avdekka avskalling, lite overdekning og armeringskorrosjon på undersida av tverrbjelken ved dilatasjonsfuga. Som synt i figur 6.2a er betongen avskalla og armeringa korroderer. I figur 6.2b er det tydeleg at det er manglande overdekning som er årsaka til at armeringa korroderer. Skadane vart fyrst oppdaga under enkelinspeksjon i 2013, og er gjeve skadekonsekvens 2V og skadegrad 2.



(a) Frå sida.



(b) Underkant.

Figur 6.2: Avskalling, lite overdekning og armeringskorrosjon på tverrbjelke ved dilatasjonsfuge (Statens Vegvesen, 2021).

6.2.3 Brubane, hovudspenn

På brubanen i hovudspennet er det registrert nedbøying, riss, fuktgjennomslag, avskalling, lite overdekning og armeringskorrosjon.

Nedbøying

Under hovudinspeksjonen i 2006 vart det avdekka at hovudspennet av brua hadde fått synleg nedbøying, som synt i figur 6.3. Skaden vart vurdert til skadekonsekvens 1B, men under hovudinspeksjonen i 2016 vart skaden oppjustert med skadegrad 3, som gjev prioritert 3B. Skadeårsaken er i Brutus oppgjeve som belastning.



(a) Sett langs sida, mot tunell.



(b) Brubanen sett mot tunell.

Figur 6.3: Nedbøying av hovudspennet (Statens Vegvesen, 2021).

Ut frå bileta ser nedbøyinga meir markant ut i høgre del av brubana, sett mot tunellen. Det er uklart om det er sett nærare på nedbøyinga og kva som har forårsaka den. Det er ikkje rapportert noko storleik på nedbøyinga i Brutus, men i henhold til bæreevneklassifiseringa Norconsult gjennomførte i 2019, omtala i kapittel 6.3, framgår det at brubana låg 250 mm for lågt i midtspennet etter oppspenninga. Dagens nedbøying er ikkje rapportert. Nedbøyinga er meir diskutert i kapittel 11.2.

Riss

I underkant av bruvengjene på brubanen er det registrert riss, som synt i figur 6.4, med utfellingsprodukt og ein senteravstand på ca 1,0 m. Skaden vart fyrst registrert i Brutus under hovudinspeksjonen i 1996 og har fått skadekonsekvens 2V og skadegrad 2. Årsaka til skaden er beskrive som deformasjonar på grunn av svinn og kryp.



Figur 6.4: Riss på bruvengje med utfellingsprodukt (Statens Vegvesen, 2021).

Fuktgjennomslag

Ved ein enkelinspeksjon i 2015 vart det registrert fuktgjennomslag i underkant av brubana, som synt i figur 6.5. Skaden har fått skadekonsekvens 2V og skadegrad 2. Årsaka til skaden er i Brutus registrert som utføringsfeil.



Figur 6.5: Fuktgjennomslag i underkant av brubana (Statens Vegvesen, 2021).

Avskalling

På undersida av brubanen er det fleire stadar registrert avskalling av betong og armeringskorrosjon som ein konsekvens av dette. Denne skaden vart fyrst registrert ved hovudinspeksjonen i 2001, og har fått skadegrad 2 og skadekonsekvens 2V. Årsaka til skaden er oppgjeve som utføringsfeil, meir spesifikt som manglande bearbeiding ved utføring.



Figur 6.6: Avskalling og synleg armering (Statens Vegvesen, 2021).

Lite overdekning

På undersida av brubana er det fleire stadar registrert at overdekninga går mot null og at armeringa ligg synleg, som synt i figur 6.7. Desse skadane vart fyrst registrert ved enkelinspeksjon i 2015, og har fått skadekonsekvens 2V og skadegrad 2. Årsaka til skadane er feilplassert armering ved bygging, samt at krava til overdekning ved bygging av brua var mindre enn dagens krav.



Figur 6.7: Lite overdekning og synleg armering (Statens Vegvesen, 2021).

6.2.4 Vegg søyler, hovudspenn

Ved vegg søylen mellom brubanen og strekkbanda er det registrert riss og avskalling.

Riss

Ved hovudinspeksjonen i 2011 vart det registrert eit riss i vegg søyle nr. 6, som synt i figur 6.8. Skaden har fått skadegrad 2 og skadekonsekvens 1V. Årsaka til skaden er oppgjeve som belastning.



Figur 6.8: Riss i underkant av vegg søyle nr. 6 (Statens Vegvesen, 2021).

Avskalling og armeringskorrosjon

Ved hovedinspeksjonen i 2011 vart det registrert avskalling på veggøylene og korrosjon på armeringa, som synt i figur 6.9. Skaden har fått skadegrad 2 og skadekonsekvens 2V. Årsaka til skaden er oppgjeve som karbonatisering.



(a) Veggsøyle nr. 5.



(b) Veggsøyle nr. 7.

Figur 6.9: Avskalling og armeringskorrosjon på veggøylar (Statens Vegvesen, 2021).

6.2.5 Strekkband

På strekkbanda er det blant anna registrert riss, kalkutfelling, avskalling og armeringskorrosjon.

Riss

I overgangen mellom strekkbandet og landkaret mot tunellen er det registrert riss på strekkbandet, som synt i figur 6.10. Skaden vart fyrst registrert ved enkelinspeksjonen i 2015, og har fått skadegrad 2 og skadekonsekvens 2V. Årsaka til skaden er oppgjeve som belastning.



Figur 6.10: Riss på strekkband (Statens Vegvesen, 2021).

Avskalling og armeringskorrosjon

Avskalling og armeringskorrosjon på oversida av strekkbanda, som synt i figur 6.11b, vart registrert fyrste gong ved hovudinspeksjonen i 2006, medan avskalling og armeringskorrosjon på undersida av strekkbanda, som synt i figur 6.11a, vart registrert fyrste gong ved hovudinspeksjonen i 2016. Skadane har fått skadegrad 2 og skadekonsekvens 2V. Årsaka til skadane er oppgjeve som følgeskade.



(a) Underkant av strekkband.



(b) Overkant av strekkband.

Figur 6.11: Avskalling og korrodert armering på strekkband (Statens Vegvesen, 2021).

Kalkutfelling

Ved hovudinspeksjonen i 2016 vart det registrert kalkutfelling i underkant av strekkbanda, som synt i figur 6.12. Skaden har fått skadegrad 2 og skadekonsekvens 2V. Årsaka til skaden er oppgjeve som utluting.



Figur 6.12: Kalkutfelling på underside av strekkband (Statens Vegvesen, 2021).

6.2.6 Pilar, akse 2

Ved pilaren er det blant anna registrert korrosjon på armering og utvasking under fundamentet.

Korrosjon

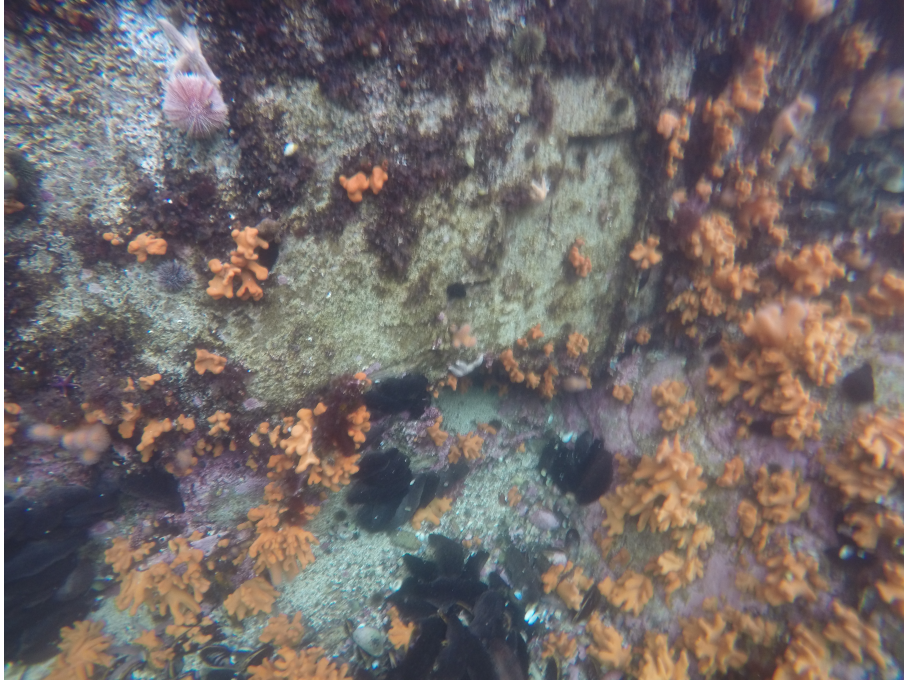
Under hovudinspeksjonen i 2001 vart det registrert korrosjonsprodukt frå forskalingsstaga i pilaren, som synt i figur 6.13. Skaden har fått skadegrad 2, samt skadekonsekvens 2V og 2M. Årsaka til skaden er oppgjeve som utføringsfeil og miljøangrep.



Figur 6.13: Korrosjonsprodukt frå armeringsstag (Statens Vegvesen, 2021).

Utvasking

Utvasking under fundamentet ved pilaren vart registrert under hovudinspeksjonen under vatn i 2001. Det største området med utvasking er 300 - 500 mm djupt, 500 - 700 mm breitt og 400 - 500 mm høgt og er synt i figur 6.14. Skaden har skadegrad 2 og skadekonsekvens 2V. Årsaka til skaden er straumlast frå vatnet.



Figur 6.14: Utvasking under fundament (Statens Vegvesen, 2021).

6.2.7 Oppsummering

Som det framgår av skadeskildringane og bileta er det registrert mange ulike typar skadar, men dei mest gjengåande er armeringskorrosjon og avskalling. Desse skadane er følgane av blant anna lite prosjektert overdekning og dårleg utføring, som igjen har ført til mindre overdekning enn den prosjekterte. Vidare er risset ved akse 2 og nedbøyinga av hovudspennet av betydeleg karakter. Likevel er ingen av skadane registrert med større skadekonsekvens enn 2 og skadegrad 2.

6.3 Detaljberekning av bæremneklassifisering

Det vart i 2019 gjennomført ei detaljberekning (Norconsult, 2019) av bæremneklassifiseringa til Kollstraumen bru. Berekninga vart gjort av blant anna konstruktøren av brua sjølv, Bjørn Vik, ved Norconsult. Brua vart kontrollert for følgande lastklassar:

- Bk10/60 (bruksklasse 10 opp til 60 tonns vogntog)
- Sv12/65 (motorredskap opp til 65 tonn)
- Sv12/100 (spesialtransport opp til 100 tonn)

Konklusjonen var at brua kan klassifiserast for Bk10/50 med opptil 60 mm slitelag og Sv12/100-sentrisk med opptil 100 mm slitelag. Brua vart ikkje godkjent for Bk10/60 fordi utkragaren i overgangen mellom hovudspennet og viadukten ikkje har stor nok momentkapasitet.

Vidare vart det konkludert med at kapasiteten til utkragaren over pilaren i hovudsak er eit bruksgrenseproblem og at i verste fall vil overbygningen rissa opp over pilar, og hengespennet vil bera frå pilaren i staden for ytterst på utkragaren. Ytterpunktet for dette tilfellet tilsvare ein ledda kopling mellom hengespenn og viadukt ved pilaren, og konklusjonen var at ved eit slik ytterpunkt har strekkbandet tilstrekkelig kapasitet. Vidare vart det anbefalt at risskontroll i overbygning ved pilar mot hengespenn vert via spesiell merksemd ved framtidige inspeksjonar av brua.

Opprissing over pilaren er eit faktum som synt tidlegare i kapitlet, men ut i frå resultata frå detaljberekninga til Norconsult er det grunn til å tru at det ikkje vil vera eit bæremneproblem. Det vil derimot vera eit bruksgrenseproblem på grunn av rissvidda, men også på grunn av at det vil kunne føre til større nedbøyingar i hovudspennet. I tillegg kan det føra til inntrenging av klorider i betongen og armeringskorrosjon, som vil vera kritisk om det når inn til spennarmeringa som er lokalisert i nærleiken av risset.

7 Laster og lastkombinasjonar

Dette kapittelet tek føre seg alle relevante laster som verkar på Kollstraumen bru. Dei vert klassifisert i henhald til R412 etter sin art og sannsynet for at dei skal opptre som:

- Permanente påverknader
- Variable påverknader
- Deformasjonslaster
- Ulukkespåverknader

I denne oppgåva er det valt å sjå vekk frå ulukkespåverknader.

7.1 Permanente laster

Permanente laster er laster som kan sjåast på som konstante innanfor det tidsrommet som vert betrakta. I henhald til R412 vil det seie:

- Tyngda av konstruksjonen
- Tyngda av permanent ballast
- Ytre vasstrykk
- Jordtrykk, vekt av jord og andre fyllmassar

I denne oppgåva er det valt å sjå på eigenvekt og supereigenvekt. Andre permanente laster er rekna som ikkje relevante eller neglisjerbare.

7.1.1 Eigenvekt

Eigenvekta er ei permanent last og er definert som tyngda av konstruksjonen i seg sjølv med alle permanente delar. Kollstraumen bru er utført i armert betong, og i henhald til N400 vert då tyngdetettleiken $\gamma_{\text{betong}} = 25 \text{ kN/m}^3$.

7.1.2 Supereigenvekt

Supereigenvekt ei permanent last som er vekta av alle permanente delar på konstruksjonen som ikkje er ein del av konstruksjonen i seg sjølv. Det vil seie blant anna tyngda frå autovern, rekkverk, gangbane og belegning, der belegninga inkluderer slitelag og fuktisolering. I dette tilfellet inkluderer supereigenvekta rekkverket og slitelaget og har ein total verdi på 3 kN/m^2 .

7.2 Variable laster

Variable laster er laster som varierer i tid. I henhold til R412 vil det seie:

- Trafikklaster
- Naturlaster
- Andre variable laster fra påkjenninger som variabel ballast, utstyr som kan fjernast, samt midlertidige kortvarige installasjoner og operasjoner

Naturlaster er påkjenninger fra blant anna vind, temperatur, snø, is og bølger. I henhold til R412 kan ein sjå vekk frå samtidig verknad av trafikklast og snølast på vegbruer og ferjebruer dersom dei vert rydda for snø.

I denne oppgåva er det valt å sjå på trafikklast, vindlast og termiske påkjenninger. Det er antekt at brua vert rydda for snø og andre variable laster er rekna som ikkje relevante eller neglisjerbare.

7.2.1 Trafikklast

Trafikklast er ei variabel last som i henhold til R412 er definert som belastninga i horisontal og vertikal retning på køyrebana, skulder, gangbane, sykkelbane og midtdelar frå store og små køyretøy samt fotgjengarar og syklistar. Dei ulike trafikklastene omfattar bruksklassar, aksellast/totallast, spesialtransport og eingongstransport. Målet er å kontrollere brua for den bruksklassen som blir representativ for brukslasta til brua. Kapasiteten til det svakaste punktet i brua er dimensjonerande og vil bestemma bruksklassen til brua.

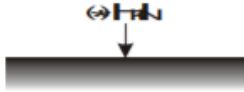
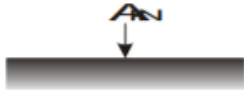
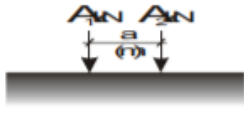
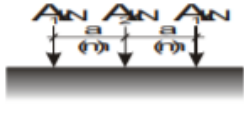
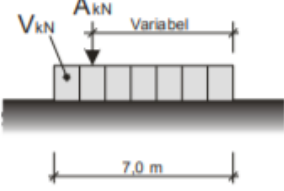
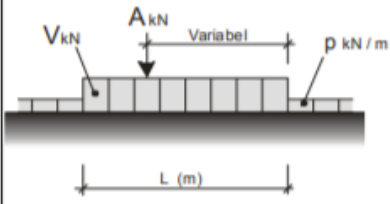
Kollstraumen bru vart opphavleg dimensjonert for lastklasse 1/1958. Opphavlege berekningar (Vik, 1970b) syner at det var rekna med to lasttog i breidda, og sentrisk køyring som ordinært lasttilfelle. Det er i ettertid gjort kontrollberekningar av både Johs Holt AS og Norconsult, i henholdsvis år 2000 og 2019. Johs Holt AS klassifiserte brua til Bk10/50, medan Norconsult klassifiserte brua til Bk10/50 og Sv12/100 som tidlegare nemnt. I denne oppgåva er det valt å nytta Bk10/60 for å kunna verifisera modellen mot Norconsult og masteroppgåva frå 2019 (Amiri og Moen, 2019), men óg for å få den ugunstigaste verknaden med tanke på laster.

Vertikale laster

Ved klassifisering av bruer i henhold til R412 nyttast følgande bruksklassar:

- Bruksklasse 10 (Bk10)
- Bruksklasse T8 (BkT8)
- Bruksklasse 8 (Bk8)
- Bruksklasse 6 (Bk6)

Kvar av brukslastene består av hjullast, aksellast, boggilast, trippelboggilast, kjøretøylast og vogntoglast. Kjøretøylast og vogntoglast er gjort om til jamt fordelt last med ei tilhøyrande aksellast. Aksellasta skal plasserast i ugunstigaste stilling innanfor henholdsvis 7 m og 16 m. Framfor/og eller bak vogntoglasta skal det takast med ei jamt fordelt last på 6 kN/m som representerer lettare blanda trafikk dersom denne verkar ugunstig. Vidare er det dynamiske tillegget inkludert i alle lastene. Som regel vil dimensjonerande laster for korte bruer og sekundærkonstruksjonar bestemmast av aksel-, boggi-, eller trippelboggilasta, medan hovudkonstruksjonen for lengre bruer vert bestemt av kjøretøy eller vogntoglasta. Endringskrivet til R412 har ein tabell om bruksklassar som synt i figur 7.1. Brua skal vidare dimensjonerast for eit av lasttilfella, som i denne oppgåva er vogntoglasta.

Lasttype	Lastkonfigurasjon	Bruksklasser					
			Bk 10/60	Bk 10/50	Bk T8/40	Bk 8/32	Bk 6/28
	Aksellast	kN	100		80	80	60
	Totalvekt	kN	600	500	400	320	280
Hjullast		H	80		56	56	42
Aksellast		A	160		112	112	84
Boggilast		A ₁	65		40	40	30
		A ₂	160		112	112	84
		a	1,3		1,3	1,3	1,3
Trippelboggilast	 Aksellastenes rekkefølge er vilkårlig	A ₁	70		60	50	40
		A ₂	140		84	84	56
		a	1,3		1,3	1,3	1,3
Kjøretøylast	 Aksellasten plasseres i ugunstigste stilling	A	40		32	32	24
		V	300		280	220	180
Vogntoglast	 Aksellasten plasseres i ugunstigste stilling	A	40		32	32	24
		V	600	500	400	320	280
		L	18,0	16,0	16,0	16,0	16,0
		p	6		6	6	6

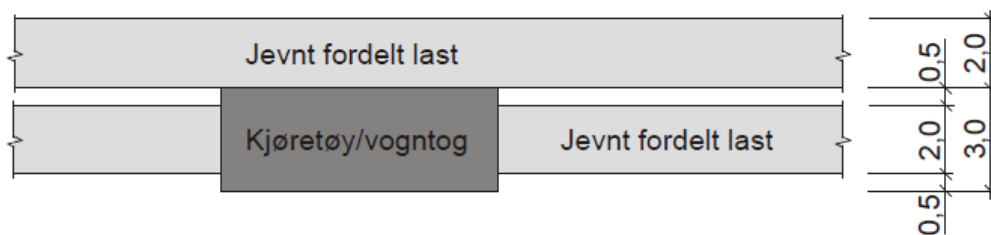
Figur 7.1: Bruksklassar trafikklast (Statens Vegvesen, 2017).

Dei vertikale lastene i bruksklassa vert plassert på ugunstigaste stilling i tverretninga

innanfor den tilgjengelege føringavstanden. Føringsavstanden er den minste breidd av:

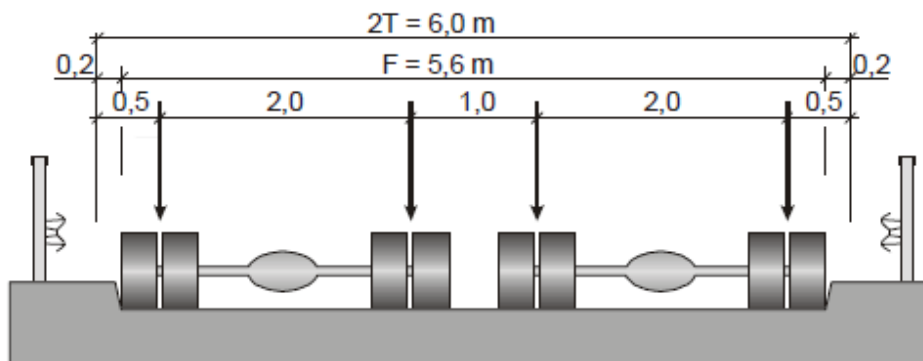
- Avstand mellom kantstein
- Avstand mellom kantstein og høg vertikal kant eller føringsskinne
- Avstand mellom to høge vertikale kantar eller førings Skinner

Føringsavstanden på Kollstraumen bru er gjeve som 7 meter. I figur 7.2 er det synt korleis eit lasttilfelle med vogntoglast er sett ovanfrå. Ein ser at vogntoglasta har ei breidd på 3 meter, medan den jamt fordelte trafikklasta har ei breidd på 2 meter.



Figur 7.2: Plassering av lastfelt (Statens Vegvesen, 2017).

Lastfelta vert plassert i den ugunstigaste posisjonen i området som er tilgjengeleg for køyrande trafikk, inklusive vegskulder og andre flater i køyrebanen. I figur 7.3 er det synt eit lasttilfelle med tosidig føringskant. Hjullastas anleggsflate reknast å vere rektangulært med ei breidd på 0,6 meter og ei lengd på 0,2 meter i køyreretninga.



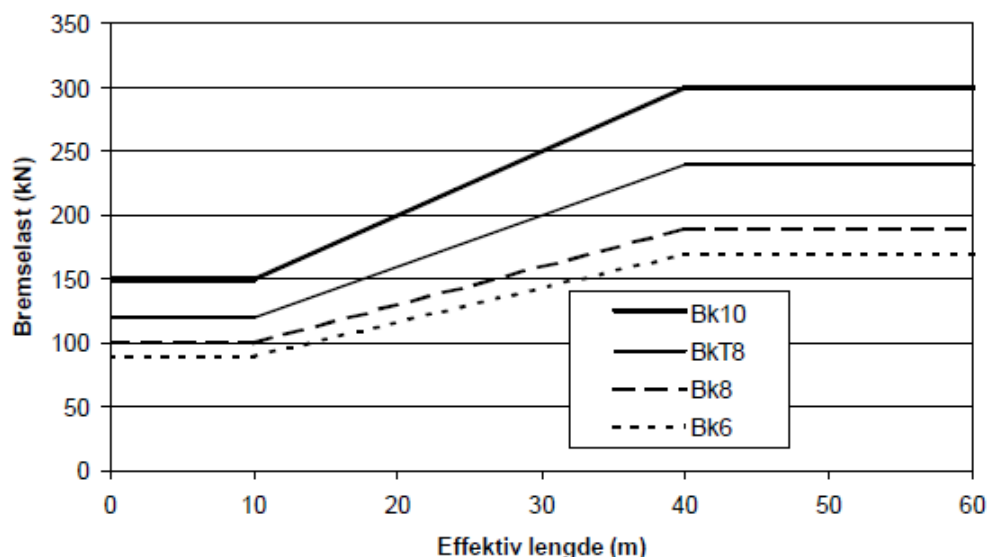
Figur 7.3: Plassering lastfelt i tverretning (Statens Vegvesen, 2017).

Horisontale laster

Dei horisontale lastene består av bremselast, sidelast og sentrifugallast. Desse kan ikkje opptre aleine, berre samtidig med dei tilhøyrande vertikale lastene i figur 7.1. Sentrifugallasta opptre ikkje samtidig med bremselast og sidelast. Bremselasta B

er gjeve som verknaden av køyretøyets bremsing og akselerasjon i eit lastfelt som blir berekna på grunnlag av ei horisontallast B_1 ved ulike brulengder.

I figur 7.4 er det framstilt eit diagram over bremselaster for ulike brukslengder og bruksklassar. For brulengder mellom 10 m og 40 m vert B bestemt ved rettlinja interpolasjon. Brulengda i denne samanhengen er den samla lengda av den eller dei brudelane som kan overføre bremselast til den konstruksjonen det vert gjort kontroll av.



Figur 7.4: Bremselaster (Statens Vegvesen, 2017).

Kollstraumen bru har eit spenn på over 40 m, og klassifiserast etter Bk10. Bremselasta blir dermed lest av til 300 kN, og kan antas jamt fordelt verkande over breidda på køyrebana.

Sidelasta S vil oppstå ved skeiv eller usymmetrisk bremsing av køyretøy eller ved sidestøyt. Denne lasta vert rekna på grunnlag av ei vilkårleg plassert horisontallast som utgjer 25% av bremselasta B , altså 75 kN. Sidelasta opptrer saman med bremselasta og den tilhøyrande vertikallast.

Sentrifugallasta S_C opptrer saman med vertikallastene, men ikkje saman med bremselast og sidelast. Krafta er bestemt etter likning 7.1:

$$S_C = v^2 \cdot \frac{V}{127 \cdot R} = 0,2 \cdot V \quad (7.1)$$

kor

v er maksimum hastigheit [km/t]

R er horisontalkurva sin radius[m]

V er vertikallasta i kN for aksellastane og i kN/m for den jamt fordelte lasta

Maksimum hastighet blir som regel satt til 70 km/t, men kan reduserast til 50 km/t i tettbygde strøk. Horisontalkurvaturen ved tunellenden på Kollstraumen bru har ein horisontalkurvatur med radius 150 m, men er neglisjert i denne oppgåva. Difor vert ikkje sentrifugalkrafta teke med i vidare berekningar.

7.2.2 Vindlast

Vindlast er ei variabel naturlast som etter N400 5.4.3.1 kan klassifiserast i tre ulike vindlastklassar ut frå kor stor dynamisk lastpåverknad vinden har på brua.

- Vindlastklasse I: for bruer med ubetydeleg dynamisk lastverknad frå vind. Gjeld for alle bruer med høgaste eigensvingeperiode < 2 s.
- Vindlastklasse II: for bruer med dynamisk lastverknad frå vind, som ikkje kan neglisjerast. Gjeld for bruer med høgaste eigensvingeperiode ≥ 2 s og spennvidde < 300 m eller bruer med høgaste eigensvingeperiode < 2 s og spennvidde ≥ 300 m.
- Vindklasse III: for bruer med utprega dynamisk lastverknad frå vind. Gjeld for bruer med høgaste eigensvingeperiode ≥ 2 s og spennvidde ≥ 300 m.

Vindlastklasse I gjeld for platebruer, bjelkebruer i betong eller stål, samvirkebruer, fritt frambyggbruer i ferdigtilstand og hvelvkonstruksjonar, og er gjeldande for Kollstraumen bru. I vindlastklasse I er den totale vindlasta per lengdeining av brua gjeve som produktet av toppverdien for vindhastighetstrykket og formfaktorar. Vindlastkomponentane er gjeve som:

$$\begin{bmatrix} q_D(z) \\ q_L(z) \\ q_M(z) \end{bmatrix} = q_p \begin{bmatrix} C_D \cdot h \\ C_L \cdot b \\ C_M \cdot b^2 \end{bmatrix} \quad (7.2)$$

der dei tre vindlastkomponentane, $q_D(z)$, $q_L(z)$ og $q_M(z)$, er henholdsvis horisontalkraft, vertikalkraft og vridningsmoment. Faktoren z er høgd over bakken, h er referansehøgda for kraftfaktoren C_D og b er referansebreidda for kraftfaktorane C_L og C_M .

I henhold til N400 5.4.3.3 skal bruer i vindlastklasse I, II og III kontrollerast i ULS og SLS for vindlast både med og utan trafikklast.

Vindlast utan trafikklast

Utan trafikklast skal konstruksjonen kontrollerast for eit vindfelt med returperiode på 50 år. Utan trafikklast er det basisvindhastigheita som er gjeldande for berekningar. Den er gjeve etter formel NA.4.1 i EK1-1-4 som:

$$v_b = c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot c_{\text{alt}} \cdot c_{\text{prob}} \cdot v_{b,0} \quad (7.3)$$

der $v_{b,0}$ er referansevindhastighet for området, og dei andre faktorane er vindfaktorer.

Vidare vert stadsvindhastigheita ved ei høgd z over terrenget gjeve etter formel 4.3 i EK1-1-4 som:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (7.4)$$

der $c_r(z)$ er ein ruleiksfaktor og $c_0(z)$ er ein terrengformfaktor.

Deretter finn ein toppverdien for vindhastighetstrykket ved ei høgd z over terrenget frå formel NA.4.8 i EK1-1-4 som er gjeve som:

$$q_p(z) = 0,5 \cdot \rho_{\text{luft}} \cdot v_m^2(z) \cdot (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_V(z)) \quad (7.5)$$

der ρ_{luft} er tettleiken til luft, k_p er ein toppfaktor og I_V er turbulensintensiteten. Deretter kan ein setje verdien inn i likning 7.2 og finna vindlastkomponentane.

Vindlast med trafikklast

Med trafikklast skal konstruksjonen kontrollerast for ein vindkasthastighet på 35 m/s eller for eit vindfelt med returperiode på 50 år dersom det gjev lågare verdi. I tillegg skal ein anta køyretøy som ei rektangulær flate med høgd på 2 m.

Det er i samråd med veiledar Terje Kanstad valt å utelata vindlastverknadar i modellen i oppgåva.

7.2.3 Termiske påkjenningar

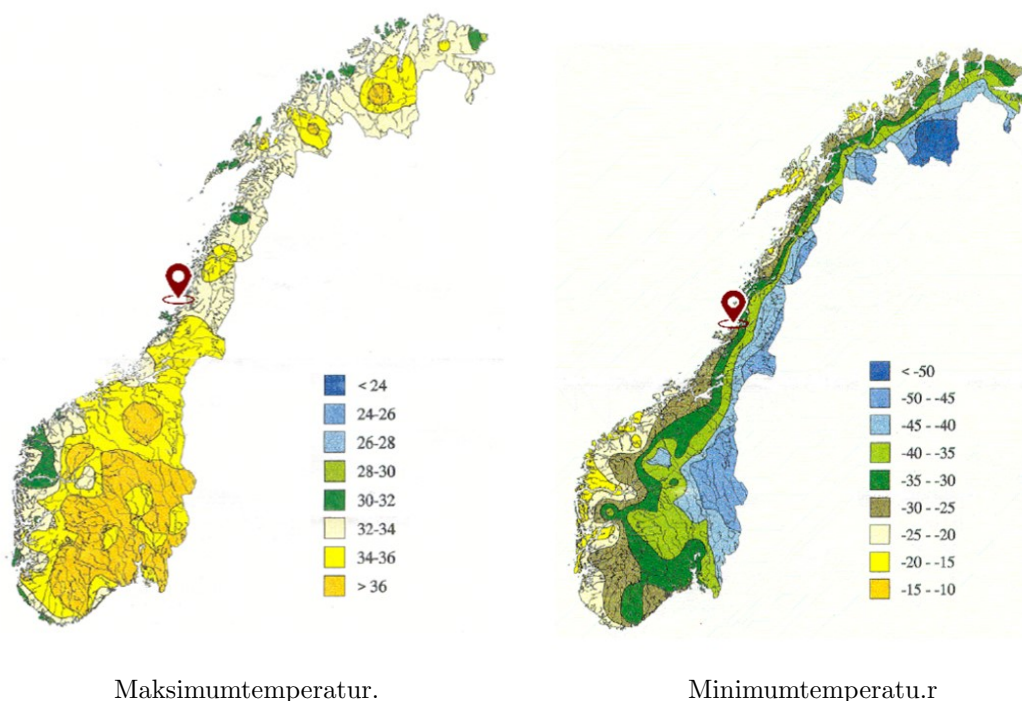
Termiske påkjenningar er ei variabel naturlast som oppstår på grunn av lufttemperaturen og variasjon i lufttemperaturen gjennom døgnet og året. Avhengig av materialet vil konstruksjonen kunna få ekspansjon og kontraksjon ettersom temperaturen varierer. Termiske påkjenningar på ein konstruksjon er i henhold til N400 samansett av verknadane av:

- Jamt fordelt temperaturandel
- Vertikal lineært varierende temperaturandel, evt. vertikal ikkje-lineært varierende temperaturandel
- Horisontal lineært varierende temperaturandel
- Skilnad i jamt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdelar
- Temperaturdifferanse over veggtykkleiken og mellom utvendige og innvendige kassetverrsnitt

Berekningane av temperaturpåverknadene i denne oppgåva er i henhold til EK1-1-5. Dei tilfella som er relevant for oppgåva er jamt fordelt temperaturandel og vertikal lineært varierende temperaturandel, samt ein kombinasjon av desse.

Jamt fordelt temperaturandel

Jamt fordelt temperaturandel vil seia at temperaturen er konstant gjennom heile tverrsnittet i konstruksjonen. Denne verknaden oppstår hovudsakleg på grunn av årsvariasjon i lufttemperaturen og vil i dette tilfellet føra til lengdeendring i brua. Sidan brua er ein statisk ubestemt konstruksjon vil dette føre til tvangskrefter. Figur NA.A1 og figur NA.A2 er isotermkart for maksimum- og minimumtemperatur i skuggen ved havnivå med ein returperiode på 50 år, og er her gjengjeve i figur 7.5:



Figur 7.5: Isotermkart (Standard Norge, 2003a) med plasseringa til Kollstraumen bru markert.

Avlese frå karta i figur 7.5 får ein verdiar for lufttemperaturen tilnærma lik:

$$T_{\min} = -32^{\circ}\text{C} \quad (7.6)$$

$$T_{\max} = 33^{\circ}\text{C} \quad (7.7)$$

Sidan Kollstraumen bru ligg ved havnivå er det ikkje naudsynt å justere desse temperaturane for høgd over havnivå. Vidare lyt ein bestemma høgaste og lågaste jamt fordelte brutemperaturandel. Sidan Kollstraumen bru er ei betongbru vert den etter NA.6.1.1 klassifisert som type 3. Figur NA.6.1 gjev då den lågaste og høgaste jamt

fordelte temperaturandelen i brua ved:

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 8 = -24\text{ °C} \quad (7.8)$$

$$T_{e,\max} = T_{\max} - 3 = 30\text{ °C} \quad (7.9)$$

Vidare vert karakteristiske verdier for maksimale temperaturintervall for kontraksjon og ekspansjon av brua bestemt ut i frå initialtemperaturen. Initialtemperaturen ved montasjetidspunktet vert i henhold til NA.A.1(3) bestemt som $T_0 = 10\text{ °C}$. Maksimalt temperaturkontraksjonsintervall og temperaturekspansjonsintervall vert då henholdsvis:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = 34\text{ °C} \quad (7.10)$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 20\text{ °C} \quad (7.11)$$

Vertikal lineært varierende temperaturandel

Vertikal lineært varierende temperaturandel vil seia at det er ein temperaturredifferanse mellom oversida av brubanen og undersida, der temperaturredifferansen i konstruksjonen vert anteke lineær. Ein kan óg ha vertikal ikkje-lineært varierende temperaturandel, men i denne oppgåva vert den lineært varierende temperaturandelen nytta. Verknaden oppstår hovudsakleg på grunn av dagsvariasjon i varmestråling frå sola. Fyrst på dagen vil oversida av brua varmest opp raskare enn undersida, medan seinare på dagen vil oversida av brua avkjølast raskare enn undersida. Temperaturskilnadane i vertikal retning kan føra til lastverknader på grunn av fasthalding mot fri krumning på grunn av konstruksjonen sin form, friksjon i rotasjonslager og ikkje-lineære geometriske verknader.

Kollstraumen bru kan sjåast på som ein mellomting av ei platebru og ein betongbjelke. Tabell NA.6.1 gjev same temperaturredifferanseandel for begge desse typane, og temperaturredifferanseandelen for oversida varmare enn undersida og motsett er gjeve som høvesvis:

$$\Delta T_{M,\text{heat}} = 15\text{ °C} \quad (7.12)$$

$$\Delta T_{M,\text{cool}} = 8\text{ °C} \quad (7.13)$$

Temperaturandelen skal fordelast over tverrsnittshøgda slik at fordelinga gjev $\Delta T = 0$ i tverrsnittet si tyngdepunktsakse.

Samtidigheit av temperaturlaster

Det kan vidare vera naudsynt å kontrollere verknadene av samtidigheit av jamt fordelt temperaturandel og vertikal lineært varierende temperaturandel. Ein nyttar då kombinasjonsfaktorane ω_N og ω_M som i henhold til NA.6.1.5(1) vert sett høvesvis

lik 0,35 og 0,75. Med likningane i 6.1.5(1), her gjengjeve som likning 7.14 og likning 7.15, vil ein få åtte moglege lastkombinasjonar for temperaturlast som vist i tabell 7.1.

$$\Delta T_{M,\text{heat}} \text{ (eller } \Delta T_{M,\text{cool}}) + \omega_N \cdot \Delta T_{N,\text{exp}} \text{ (eller } \Delta T_{N,\text{con}}) \quad (7.14)$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,\text{heat}} \text{ (eller } \Delta T_{M,\text{cool}}) + \Delta T_{N,\text{exp}} \text{ (eller } \Delta T_{N,\text{con}}) \quad (7.15)$$

Tabell 7.1: Moglege kombinasjonar for temperaturlast.

Lastkombinasjon	Likning
1	$\Delta T_{M,\text{heat}} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,\text{exp}}$
2	$\Delta T_{M,\text{heat}} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,\text{con}}$
3	$\Delta T_{M,\text{cool}} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,\text{exp}}$
4	$\Delta T_{M,\text{cool}} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,\text{con}}$
5	$\omega_M \cdot \Delta T_{M,\text{heat}} + \Delta T_{N,\text{exp}}$
6	$\omega_M \cdot \Delta T_{M,\text{heat}} + \Delta T_{N,\text{con}}$
7	$\omega_M \cdot \Delta T_{M,\text{cool}} + \Delta T_{N,\text{exp}}$
8	$\omega_M \cdot \Delta T_{M,\text{cool}} + \Delta T_{N,\text{con}}$

Det er i samråd med veileidar Terje Kanstad valt å sjå bort frå termiske påkjenningar vidare i modellen i denne oppgåva.

7.3 Deformasjonslaster

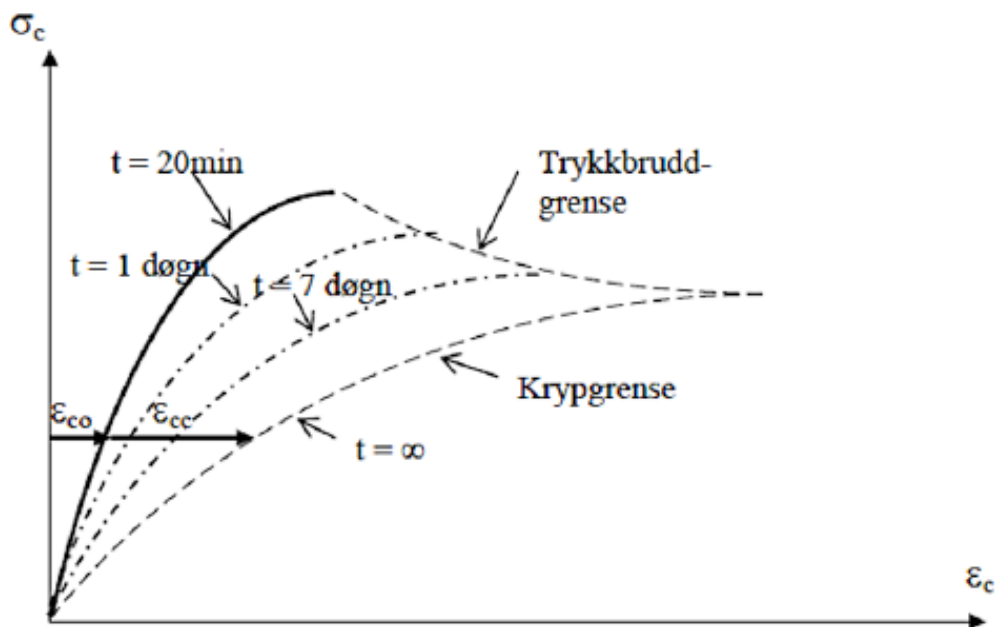
Deformasjonslaster er laster som er knytta til påførte deformasjonar eller konstruksjonsmaterialets eigenskapar. I henhold til R412 vil det seia:

- Oppspenning av konstruksjonen
- Svinn, kryp og relaksasjon
- Setningar
- Deformasjonar som resultat av fabrikkasjons-, bygge- eller installasjonsmetoden

I denne oppgåva er det valt å sjå på kryp, svinn og oppspenning.

7.3.1 Kryp

Kryp er ein tilleggsdeformasjon som oppstår når betong vert påkjent av konstant trykk over lang tid. Når betongen vert utsett for ytre belastningar, vil det oppstå ei momentan samanstrykking (Sørensen, 2013). Ved langvarig påkjenning av last vil betongen fortsetje å trykke seg saman. Volumendringa som oppstår på grunn av dette vert kalla kryp, og den tidsavhengige deformasjonen vert kalla kryptøyning. Dette er ein tidsavhengig eigenskap ved betongen som normalt takast omsyn til i SLS-berekningar. Krypeigenskapane avhenger av faktorar som relativ fuktigheit i omgjevnadane, dimensjon på konstruksjonsdelen og samansetjing av betongen. Kryptøyningane er óg avhengig av spenningsnivå, belastningstid og herdingsalder på betongen når lasta vert påført.



Figur 7.6: Verknad av spenningsnivå og varigheit på betongtøyning (Sørensen, 2013).

I figur 7.6 er det synt verknaden av spenningsnivå og varigheit på tøyninga i betongen. Her er ε_{cc} gjeve som kryptøyninga, medan ε_{c0} skildrar initialtøyninga i betongen. Figuren syner at kryptøyninga er avhengig av spenningsnivå på vertikal-aksen, og varigheita av spenninga t . I tillegg vil stigningstalet til grafen minke med tida, som tyder at E-modulen minkar med tida. Betongen vil difor få ein effektiv E-modul, $E_{c,eff}$ som er ulik den opphavlege E-modulen.

Kryptøyninga blir rekna etter NS 3473 9.3.2 og er gjeve som:

$$\varepsilon_{cc} = \varphi \cdot \varepsilon_c = \varphi \cdot \frac{\sigma_c}{E_{ck}} \quad (7.16)$$

kor φ er kryptalet og σ_c er betongspenninga ved langtidslast. Vidare vert kryptalet,

φ , rekna etter A.9.3.2:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_c(t - t_0) \quad (7.17)$$

φ_0 tek hensyn til uttørkningshastigheita til betongen. Vidare vert faktorane β_1 og β_2 nytta for å ta omsyn til betongens fastleik og alder før spenningspåføringar, som igjen påverkar uttørkningshastigheita. Faktoren $\beta_c(t - t_0)$ inkluderer tidsintervallet til lastpåkjenninga. Desse faktorane er rekna etter likningane A.9.3.2 i NS 3473 og er gjeve som:

$$\varphi_0 = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,08 \cdot (h_0)^{1/3}} \quad (7.18)$$

$$\beta_1 = \frac{8,3}{3 + \sqrt{f_{cck}}} \quad (7.19)$$

$$\beta_2 = \frac{2,4}{0,1 + t_0^{0,18}} \quad (7.20)$$

$$\beta_c(t - t_0) = [(t - t_0)/(\beta_h + t - t_0)]^{0,3} \quad (7.21)$$

$$\beta_h = 1,5[1 + 0,00012(RH/50)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500 \quad (7.22)$$

Kryputviklinga i brua vert ikkje analysert nærare i denne oppgåva. Det er difor valt å nytta langtids E-modul E_{cL} i vidare berekningar. Langtids E-modulen er rekna etter likning 7.23:

$$E_{cL} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (7.23)$$

Vidare er det valt å rekne ut betongtøyninga ved å ta differansen mellom tøyning etter lang tid og tøyning etter kort tid:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cc,lang} - \varepsilon_{cc,kort} \quad (7.24)$$

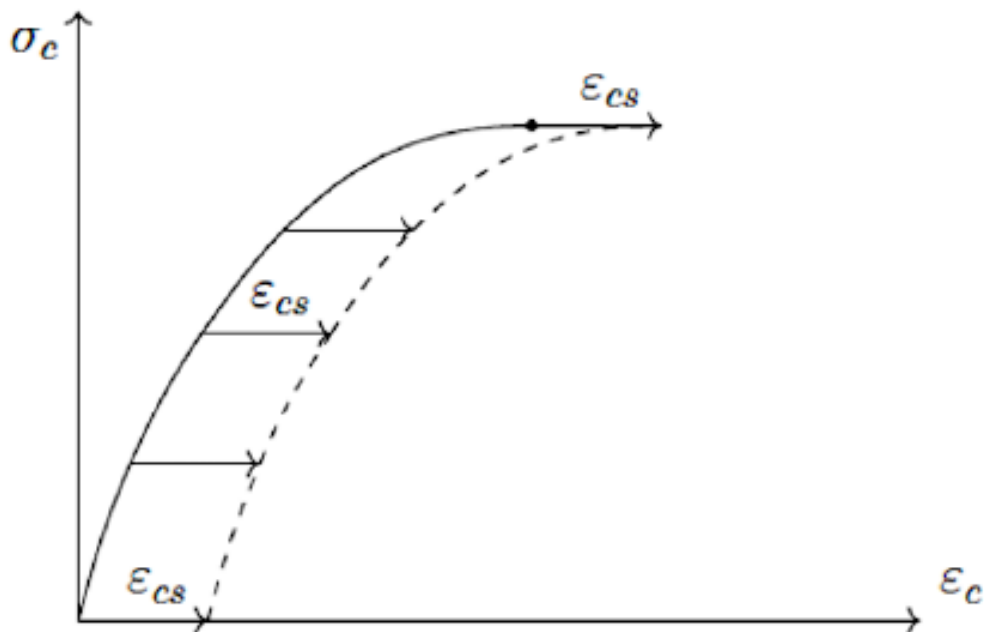
Det er kun valt å sjå på betongtøyningane i strekkbanda, då desse vert nytta til å rekna ut spennkrafttap. Vidare er det gjort ei forenkling ved å anta at tøyningane er like langs heile strekkbandet og at E_{cL} er lik for alle lastverknader som vert nytta. Framgangsmåten frå Betongkonstruksjoner er nytta med tilfella som inkluderer eigenlast og spennkraft (Sørensen, 2013).

7.3.2 Svinn

Svinn er ei deformasjonslast som kjem av volumendringar som er knytta til endringar i betongens fuktinnhald. Uttørking fører til samantrekningar i betongen, som vil resultere i betongtøyningar. I motsetning til kryp, er svinn uavhengig av lastnivå og lastvarigheit. Svinn består av to bidrag (Sørensen, 2013):

- Autogent svinn, ε_{ca}
- Uttørkingssvinn, ε_{cd}

Autogent svinn, også kalla kjemisk svinn, oppstår ved ein kjemisk reaksjon mellom vatnet og sementen i betongen. Den kjemiske reaksjonen har mindre volum enn reaktantane, noko som fører til volumendring i betongen. Ved uttørkingssvinn vil betongen byrje å tørke ut ved kontakt med tørr luft. Uttørkinga skjer i djupna, som tyder at overflatene vil tørke ut snøggare enn inne i kjerna. Dette fører til at betongen får meir samantrekking langs overflatene. Ved samantrekking vil betongen sprekke opp og danne riss.



Figur 7.7: Verknad av svinntøyning i spennings-tøyning diagrammet i betongen (Sørensen, 2013).

Den totale svinntøyninga vil få eit bidrag frå det autogene svinnet og uttørkingssvinnet. Desse bidraga er ikkje teke med i NS 3473, og den frie svinntøyninga ε_{cs} , er den uniforme samantrekninga av betongen utan heft til armering. Svinntøyninga blir rekna etter A.9.3.2 i NS 3473 som:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_s \cdot \beta_s(t - t_s) \quad (7.25)$$

$$\varepsilon_s = -550 \cdot 10^{-6} [1 - (RH/100)^3] \quad (7.26)$$

$$\beta_s(t - t_s) = \left[\frac{t - t_s}{0,035 \cdot h_0^2 + t - t_0} \right]^{0,5} \quad (7.27)$$

kor t_s er betongens alder i døgn når uttørkinga byrjar, β_s og ε_s faktorar for kor stor del av tverrsnittet som er utsett for uttørking. Desse faktorane inkluderer den relative fuktigheita RH , den effektive tverrsnittstjukkleiken h_0 , og betongens alder i døgn t .

7.4 Oppspenning

I originalberekningane er det tre ulike oppspenningstrinn med ulike oppspenningskrefter. I henhold til veileidar er det i denne oppgåva valt å spenna opp alle spennkablar samtidig, med same oppspenningskraft. Oppspenningskrafta som vert nytta er eit gjennomsnitt av oppspenningskrafta frå dei originale teikningane. Denne er rekna til 130 Mp, som tilsvarer 1275 kN.

7.4.1 Tap av spennkraft

Spennkrafttap er ein reduksjon av forspenninga som opphavleg kan påførast armeringa. Det blir delt opp i tre forskjellige hovudgrupper spennkrafttap:

Tap av tøyningdifferanse

Dette tapet oppstår umiddelbart etter oppspenning av konstruksjonen, og skuldast mangel på heftforbindelse mellom betong og armering. Tap av tøyningdifferanse mellom spennarmering og betong før heft er etablert kan skuldast forskjellige forhold:

- Låsetap ved at kilen vil låse seg nokre millimeter inn i forankringa.
- Friksjonstap på grunn av friksjonen mellom spennarmeringa og spennarmingsrøyra.
- Temperaturtap på grunn av oppvarming av oppspent armering som skuldast herdevarme frå betongen.

Låsetap

Låsetapet vert berekna etter formel 5.3 frå (Sørensen, 2013):

$$\Delta\varepsilon_{\text{lås}} = \frac{\Delta L_{\text{lås}}}{L} \quad (7.28)$$

$$\varepsilon_{p,\text{jekk}} = \frac{P_{\text{jekk}}}{(E_s \cdot A_p)} \quad (7.29)$$

$$\text{Låsetap} = \frac{\Delta\varepsilon_{\text{lås}}}{\varepsilon_{p,\text{jekk}}} \cdot 100\% \quad (7.30)$$

kor $\Delta\varepsilon_{\text{lås}}$ er glidinga som oppstår mellom jekk og forankring, som igjen fører til forkorting av spennstålets lengd L . Vidare vert oppspenningstøyninga, $\varepsilon_{p,\text{jekk}}$ funne ved hjelp av den avlesne jekkekrafta P_{jekk} , spennstålets E-modul E_s samt spennarmeringsarealet A_p . Deretter kan låsetapet reknast ut etter likning 7.30.

Som nemnt i kapittel 5.5.3 vart kablane stuka ved forankringa, som resulterer i tilnærma null låsetap. Låsetap er difor ikkje betrakta i vidare berekningar i denne oppgåva.

Friksjonstap

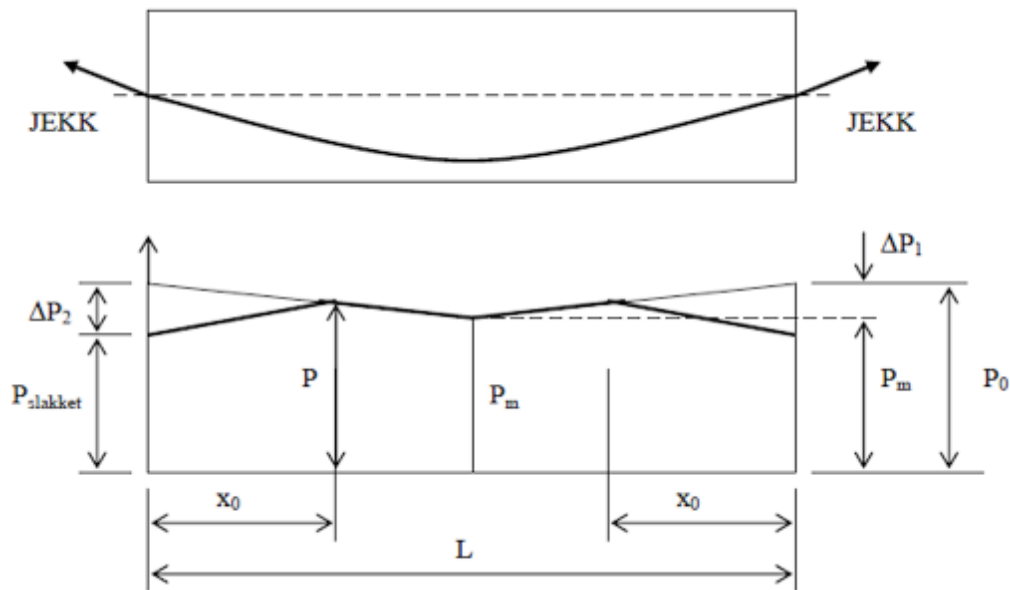
Friksjonstapet skuldast kurvaturen i spennkablane, som medfører normaltrykk frå spennstålet på utsparingsrøyret. Friksjonen som skuldast denne kurvaturen vert kalla kurvatureffekten. Ved berekning av friksjonstapet vert ulike koeffisientar gjeve av produsenten. I dette tilfellet er det friksjonskoeffisienten $\mu = 0,2$ og krumningsfaktoren $\kappa = 0,002$ (Strängbetong, 1975). Krumningsfaktoren kjem av at utsparingsrøyrasten aldri vil vere rette ved montasje, og vert kalla lengdeeffekten. Friksjonstapet vert rekna etter formel 5.11 a) i (Sørensen, 2013):

$$P_x = P_{\text{max}} \cdot e^{-\mu(\theta+\kappa \cdot x)} \quad (7.31)$$

der θ er vinkelendringa frå opplager til ein avstand x ut i brua og P_{max} er oppspenningskrafta.

Det finnast ulike måtar å redusera friksjonstapet på spennarmeringa:

- Redusere vinkelen mellom spennarmeringa og jekk for krumningsreduksjon i kabelen.
- Jekking frå begge sider. Dette vil unngå tilleggstapet frå midten til motsatt ende.
- Overoppspenning med påfølgande slakking med hensikt å skape motsatt retta friksjonskrefter i ei ønska lengde x_0 frå endane som synt i figur 7.8.



Figur 7.8: Kraftvariasjon i spennkabel på grunn av friksjon (Sørensen, 2013).

Temperaturlap

Temperaturlap skuldast oppvarming av oppspent armering. Varmekjelda kjem frå herding av betongen før tilstrekkeleg heft er oppnådd. Avkjølingsprosessen i betongen startar etter fullstendig heft med armeringa, og som regel etter at spennetaua er kappa. Sidan betong og stål har omtrent lik temperaturkoeffisient, vil spennin-gane ved avkjøling ikkje endra seg. Ved oppvarming derimot, vil spenningsfallet gje eit permanent spennkrafttap. Temperaturtap er ikkje teke omsyn til vidare i denne oppgåva.

Spenningsendring pga kortidslast

Slike tap skjer ved kapping av spennarmering i spennbenken i foroppspente konstruksjonar, og etteroppspente konstruksjonar kor armeringa vert spent opp suksessivt til dømes i fritt frambygg bruer. Sjølv om spennkablane i Kollstraumen Bru er oppspent trinnvis, er det valt å ikkje ta dette tapet med i vidare berekningar i oppgåva.

Tidsavhengige tap

Dei tidsavhengige tapa er eit resultat av tidsavhengige tap til betong og ytre belastningar over lang tid. Dei vert delt opp i kryp, svinn og relaksasjon.

Kryp er ein tilleggsdeformasjon som oppstår når betongen blir utsett for ei langtidslast. Spennarmeringa vert då påverka av kryptøyninga som oppstår i betongen, og vil dermed miste spennkraft. Kryp blir rekna etter metoden i (Sørensen, 2013), og blir delt opp i langtids- og korttidstøyningar. Berekning av korttidstøyningar, $\Delta\varepsilon_{ck}$ blir gjort med korttids E-modul, eigenlast og forspenning utan langtidstap. Berekning av langtidsstøyningar, $\Delta\varepsilon_{cL}$ blir derimot gjort med ein langtids E-modul

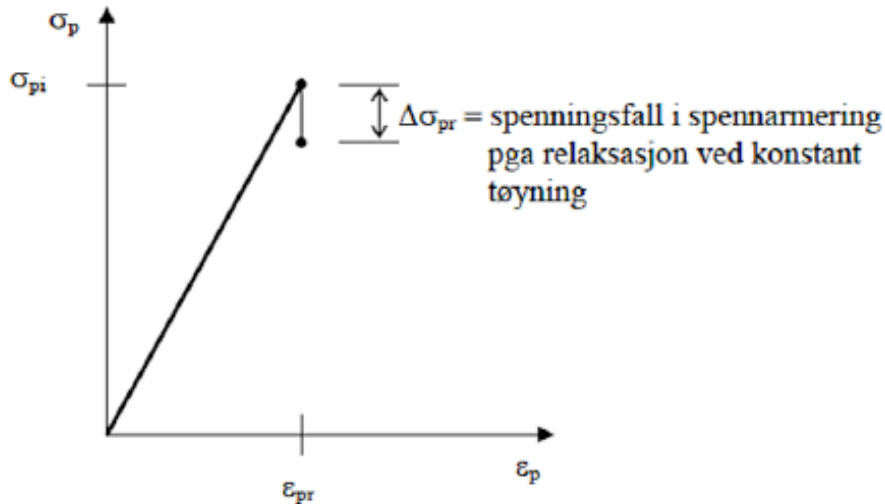
som inkluderer kryp. Den totale kryptøyninga på spennkabelen er då gjeve som:

$$\Delta\varepsilon_{p,\text{kryp}} = \Delta\varepsilon_{ck} - \Delta\varepsilon_{cL} \quad (7.32)$$

Svinn gjev betongtøyningar som er avhengig av endring i fuktinnhald i betongen. Dette medfører krymping av betongen og spennarmeringa som følge av uttørking. Betongen vil svinne fritt og armeringa vert tvinga til å følge etter. Ved full heft vil armeringa halde igjen betongtøyninga og ein statisk ekvivalent berekningsmodell kan etablerast (Sørensen, 2013):

$$\Delta\varepsilon_{p,\text{svinn}} = \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{\text{middel}} \cdot A_t} + \frac{N_s \cdot (e - y_t)^2}{E_{\text{middel}} \cdot I_t} \quad (7.33)$$

Relaksasjon er tap av spennkraft over lang tid som følge av utsetjing for konstant strekktøyning i heile konstruksjonens levetid. I figur 7.9 er det synt spenningsfallet som vil oppstå på grunn av relaksasjon.



Figur 7.9: Spenningsfall ved relaksasjon (Sørensen, 2013).

Ved dimensjonering vert det rekna med eit relaksasjonstap 1000 timar etter oppspenning og med middeltemperaturen 20 °C. Basert på data frå leverandør av spennsystemet er relaksasjonstapet etter 1000 timar lik 8 % i Kollstraumen bru (Strängbetong, 1975). Vidare vert tapet rekna etter metoden i kap 6.3.3 i (Sørensen, 2013). Det totale relaksasjonstapet er gjeve som:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,7\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (7.34)$$

kor,

- $\Delta\sigma_{pr}$ er absoluttverdien av relaksasjonstapet
 σ_{pi} er absoluttverdien av den initielle forspenninga
($\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$ ved etteroppspanning)
 t er tida etter oppspanning (i timar)
 μ er forholdet σ_{pi}/f_{pk}

7.5 Grensetilstand og lastkombinasjonar

I henhold til R412 skal bruksklassifisering utførast ved kontrollberekningar etter partialfaktormetoden. Formålet med kontrollberekningane er å vise at dimensjonerande krefter ikkje overskrider motstandskapasitetane i brua. Ved bruksklassifisering vert det delt opp i fire ulike tilstandar (Statens Vegvesen, 2003):

- Brotgrensetilstand (ULS)
- Bruksgrensetilstand (SLS)
- Ulukkesgrensetilstand
- Utmattingsgrensetilstand (i enkelte tilfelle)

Minimumskriteriet er at det skal foretas ein kontroll i brotgrensetilstand, medan dei andre skal kontrollerast i den grad dei blir ansett som relevante for brua. I denne oppgåva vert det kun gjort kontrollar i ULS og SLS.

7.5.1 Brotgrensetilstand

I ULS vert det brukt to ulike lastkombinasjonar, kor dimensjonerande last vil vera den ugunstigaste av kombinasjonane gjeve i tabell 7.2.

Tabell 7.2: Lastfaktorar ULS (Statens Vegvesen, 2017).

Lastgruppe Kombinasjon	Permanente laster, P		Deformasjonslaster, D	Variable laster, Q
	Jordtrykk, J	Andre		
a	1.0	1.15/1.0	γ_D	$\gamma_1 \cdot Q_1$
b	1.0	1.0	1.0	$\gamma_2 \cdot Q_1 + 0.8 \Sigma Q_n$

kor,

γ_D = 1.1/0.9 for direkte verknader av spennkreftene
= 1.0 for øvrige laster

γ_1 = 1.4 for brukslaster i eitt lastfelt
= 1.3 for brukslaster i to lastfelt
= 1.2 for spesialtransportar
= 1.15 for mobilkranar
= 1.1 for eingongstransportar
= 1.0 for temperaturlast, variabel del av vasstrykk og støyt- og fortøyingslast frå ferje
= 1.6 for øvrige variable laster

γ_2 = 1.2 for brukslaster
= 1.1 for spesialtransportar
= 1.05 for mobilkranar
= 0.8 for temperaturlast, variabel del av vasstrykk og støyt- og fortøyingslast frå ferje
= 1.3 for øvrige variable laster

Q_1 = Karakteristisk verdi for den variable last som er ugunstigast for den lastverknad som vert betrakta

Q_n = Karakteristisk verdi for øvrige variable laster som er ugunstigast for lastverknaden

7.5.2 Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstand vert det kontrollert for at det under bruas brukstid vil vera ein tilfredsstilling av krav knytta til bruas bruk og formål. Eksempel på krav kan vera opprissing, nedbøying og vibrasjonar i konstruksjonen. Brua vert kontrollert for to ulike kombinasjonar gjeve i tabell 7.3:

- Kombinasjon a, antakast å representere den største forventa lasttilstand i konstruksjonens levetid og vert anvendt for kontroll av lager- og fugeforskyvingar og liknande.
- Kombinasjon b, antakast å representere ein lasttilstand som ikkje overskrider meir enn 100 gonger i løpet av konstruksjonens levetid, og blir anvendt for rissviddekontroll, forskyvingar og deformasjonar i betongkonstruksjonar.

Tabell 7.3: Lastfaktorar SLS (Statens Vegvesen, 2017).

Kombinasjon	Permanente laster <i>P</i>	Deformasjons- laster <i>D</i>	Variable laster, <i>Q</i>		
			Trafikklast <i>T</i>	Naturlast <i>E</i>	Ballast ol. <i>L</i>
a	1.0	1.0	$Q_1 + 0.7 \Sigma Q_n$		1.0
b	1.0	1.0	$\Psi \cdot Q_1 + 0.7 \cdot \Sigma \Psi_1 \cdot Q_n$		

kor,

$\Psi_1 = 0.5$ for trafikklast
 $= 0.5$ for naturlast
 $= 1.0$ for ballast ol.

8 Oppbygging av analysen

I dette kapittelet vert val av analyseprogram skildra med bakgrunn i elementmetoden. Det vert også gjort ei grundig skildring av korleis modellen av brua er bygd opp i Abaqus.

8.1 Analyseteori

Før ein skal analysere eit problem er det viktig å setja seg inn i kva type program som skal nyttast, og kva type analyse som er gyldig. Det må skiljast mellom 1., 2. og 3. ordens analysar, og teorien bak desse blir vidare diskutert.

Lineær 1.ordens teori

1. ordens teori forutset følgende:

- **Små forskyvningar(og rotasjonar):** Kompatibiliteten er basert på udeformert geometri, som vil seia at tverrsnitta ikkje roterer ved krumning.
- **Likevekt:** Likevektslikningane baserer seg på udeformert geometri.
- **Lineært elastisk materiale:** Hookes lov er gyldig, med lineært elastiske material. Dette fører til at responsen er proporsjonal med belastninga og superposisjonsprinsippet er dermed gyldig i dette tilfellet.

Ikkje-lineær 2. ordens teori

Som i 1. ordens teori, forutset 2. ordens teori at det er små forskyvningar og at materialet er lineært elastisk. Skilnaden her er at likevekta er basert på deformert geometri.

Ikkje-lineær 3. ordens teori

Her er det fortsatt eit krav for lineært elastisk materiale, men både kompatibiliteten og likevekta vert basert på deformert geometri. Felles for 2. og 3. ordens teori er at responsen er ikkje-lineær, og at superposisjonsprinsippet dermed ikkje er gyldig i desse tilfella. Det som omtalast som 3. ordens teori er tilfellet som er nytta i analysen i denne oppgåva (Mathisen, 2019).

Ved bruk av ikkje-lineær geometrisk teori vil stivleiksmatrisa til konstruksjonsdelane oppdatere seg etter kvart lasttilfelle. Dette vil gje ei auka stivleik i strekkbandet, som igjen fører til at momentkrefter i brubanen blir lågare.

8.2 Om Abaqus

Abaqus/CAE er eit modelleringsprogram som bygger på elementmetoden(FEM). Bruksspeketet til Abaqus/CAE strekker seg frå små statiske problem med lineær analyse til større meir avanserte modellar med komplekse ikkje-lineære analysar. Programmet tilbyr alle moglege geometriar og materialeigenskapar, noko som ikkje

set grenser for kva som er mogleg å modellera. Softwareproduktet CAE står for Complete Abaqus Environment, som er eit backronym for det meir velkjende begrepet Computer Aided Engineering. Programmet eignar seg godt til framsyning av resultat i form av plott med fargespekter. Dette illustrerer dei mest utsette elementa i modellen. Brukaren kan enkelt velje kva type resultat som skal visast i plotta ved hjelp av output-innstillingar (Simulia, 2012a).

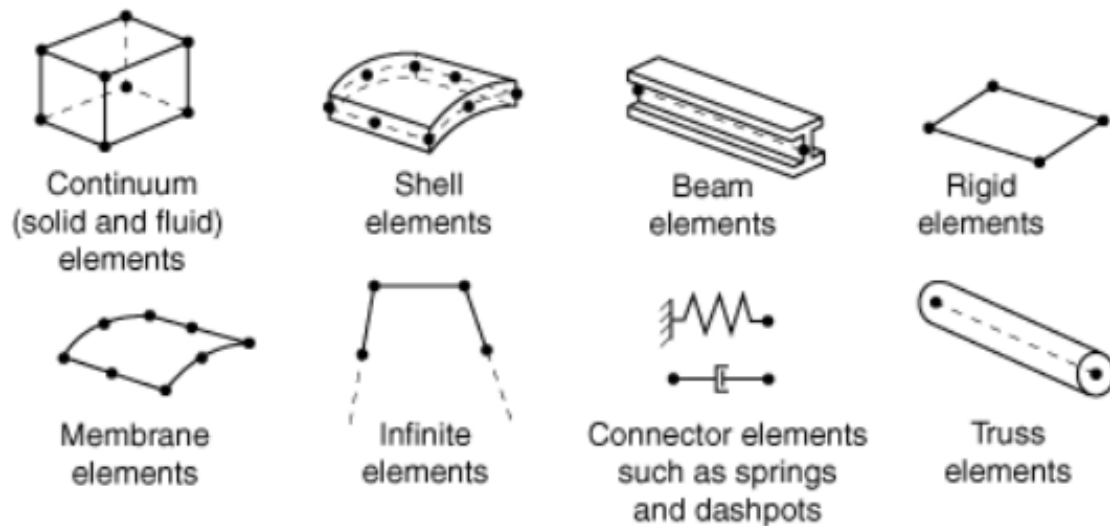
Abaqus har ikkje eit innebygd system for einingar. Brukaren må dermed bestemme på førehand kva einingar som skal brukast, og difor er det viktig å vera konsekvent på desse slik at output-verdiane stemmer til ei kvar tid. I denne modellen vert SI-eining systemet brukt i henhald til Abaqus-standard (Simulia, 2012a), som synt i tabell 8.1:

Tabell 8.1: Input-einingar i Abaqus.

Kvantitet	SI
Lengd	m
Kraft	N
Masse	kg
Tid	s
Spenning	Pa (N/m ²)
Energi	J
Tettleik	kg/m ³

8.3 Elementinndeling

Det finnst mange ulike elementypar å velje mellom i Abaqus-biblioteket. Val av elementtype avhenger av kva type resultat ein er ute etter. Dei ulike elementa har ulik oppførsel i form av resultat som avhenger av frihetsgrader, antall nodar, integrering og formulering. Dei vanlegaste elementa i Abaqus er synt i figur 8.1:



Figur 8.1: Vanlege elementtypar i Abaqus (Simulia, 2012b).

I denne oppgåva er det valt å bruke 3D-solid- og truss-element. Solid-element har kun forskyvingar som frihetsgrader. Desse elementa kan nyttast på dei fleste geometriar, og er den elementtypen som vil gje konstruksjonen den mest realistiske stivleiken. Outputen i Solid-element er gjeve i spenningar, og ikkje krefter i form av spenningsresultantar. Dette er løyst ved å merke elementflatar ein vil lese ut spenningsresultantar frå, som vert diskutert meir seinare i kapitlet. Solid-elementet som blir nytta i modellen er bygd opp av åtte nodar. Som synt i figur 8.1 er det plassert ein node i kvart hjørne i elementet. Forskyvingar vert rekna ut i nodane, og vidare interpolert mellom desse slik at det er mogeleg å få ut resultat frå eit vilkårlig punkt i elementet. I åtte-nodars elementet nyttast lineær interpolasjon i kvar retning, og blir difor ofte kalla lineære element eller fyrste ordens element.

Truss-elementet består av to nodar, kor det kun takast opp translasjonar i nodane. Moment og krefter normalt på senterlinja mellom nodane kan ikkje takast opp. I Abaqus kan ein kun nytta sirkulære tversnitt i truss-elementet, så brusøylen er modellert sirkulære og ikkje rektangulære som i dei originale teikningane. Tverrsnittsarealet er derimot det same, så dette vil ikkje slå ut på relevante resultat i denne oppgåva då det ikkje skal fokuserast på knekking.

8.4 Samvirke mellom element

Det er fleire moglegheter for korleis ein skal kopla saman ulike element i Abaqus. Vidare kjem ei beskriving av dei mest nytta samankoplingane i modellen.

MPC

Multi point constraint kan nyttast når ein koplar enkelte nodar saman, eller ei enkelt node med eit sett med nodar. MPC har ein master-slave kopling, som tyder at forskyvinga og belastinga i slave-noda vil vera lik forskyvinga og belastinga i master-noda. Ein får valget mellom kva type fasthalding ein vil nytta. Dei mest relevante typane å velga mellom er tie og pin. Desse bestemmer kva frihetsgradar som

skal vera fasthaldne i koplinga. Pin-koplinga fastheld kun translasjonsfrihetsgrader, og vil kunna rotera fritt, medan tie-koplinga vil fasthelde både translasjon- og rotasjonsfrihetsgrader i noden. MPC-koplingar er hovudsakleg nytta i forbindelsane brusøyler-brubane, og brusøyler-strekkband.

Embedded

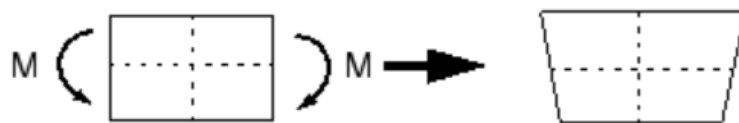
Embedded vert nytta når to delar ligg inni kvarandre. Etter ein har definert kva som er host region og slave, vil nodane til desse delane slå seg saman og verte ein homogen del. Denne fasthaldinga er nytta mellom spennarmering og betong, og vil oppretta full heft mellom spennkabel og betong slik at dei får dei same forskyvingane.

Tie

Tie koplar overflater saman, og eignar seg godt til å definere fasthaldinga mellom strekkbanda og innspenningane. Som i MPC, må det definerast eit master-surface og eit slave-surface. Abaqus krev derimot at meshet til slave-surface har ein finare elementinndeling enn meshet til master-surface for å få ein mest mogeleg tidseffektiv analyse.

8.5 Analyse

Berekingar i analysen baserer seg på stivleiksrelasjonen $\mathbf{K}\mathbf{r}=\mathbf{R}$ kor \mathbf{K} er stivleiksmatrissa til modellen, \mathbf{r} er forskyvningsvektoren og \mathbf{R} er dei ytre kreftene. Vidare er analysen utført med redusert integrasjon og timeglasskontroll. Redusert integrasjon element nyttar eitt integrasjonspunkt mindre i kvar retning enn fullt integrerte element. Det vil seia at formfunksjonane er av ein orden lågare enn dei opphavlege funksjonane. Redusert integrasjon sparar berekingstid utan at det går utover nøyaktigheita på resultatet. I tillegg vil ein òg unngå shear locking, som inneber at eit element tek opp bøyemoment som skjærkrefter, som vil føre til at elementet vert for stivt. Eit element berekna med redusert integrasjon er vist i figur 8.2:



Figur 8.2: Timeglasskontroll (Simulia, 2012a).

Ein ser at korkje lengda eller vinkelen til dei stipla linjene har endra seg etter påføring av momentet. Dette tyder at alle spenningskomponentar i integrasjonspunkta er lik null sjølv om det oppstår store deformasjonar. Denne deformasjonen vert kalla zero-energy mode. Resultata som kjem ut i zero-energy mode er meningslause, men Abaqus fikser dette problemet ved å tilføre ein fiktiv stivhet til elementet slik at forskyvingane og tøyningane samsvarar (Simulia, 2012a).

8.6 Modellen

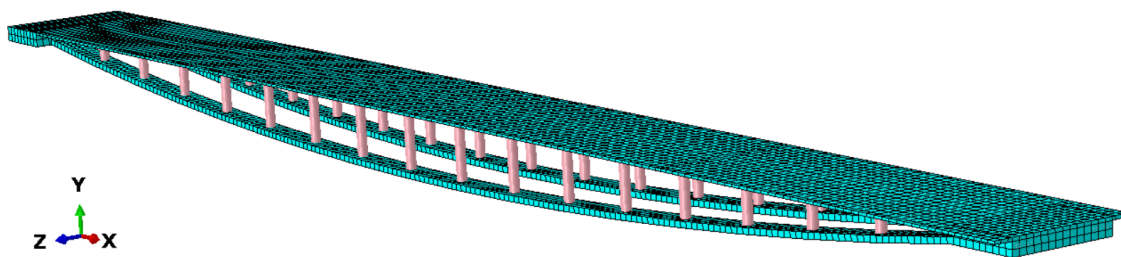
Modellen er basert på dei originale teikningane til Kollstraumen bru, med nokre forenklingar. I modellen er det ikkje teke omsyn til korkje vertikal- eller horisontal-kurvatur. Vidare er det valt å kun modellera hovudspennet, med fast innspenning i overgangen til viadukten. Det statiske systemet i modellen er synt i figur 8.3:



Figur 8.3: Statisk system for hovudspennet som modellert.

8.6.1 Utforming

Modellen er sett saman av seks ulike *parts* i Abaqus. Desse er brubane, utkragar tunell, brusøyler, strekkband, utkragar viadukt og spennarmering. Dei er alle modellert kvar for seg og seinare satt saman ved hjelp av ulike koplingar i Abaqus.



Figur 8.4: Modellen i Abaqus med globalt aksesystem.

8.6.2 Randbetingelsar

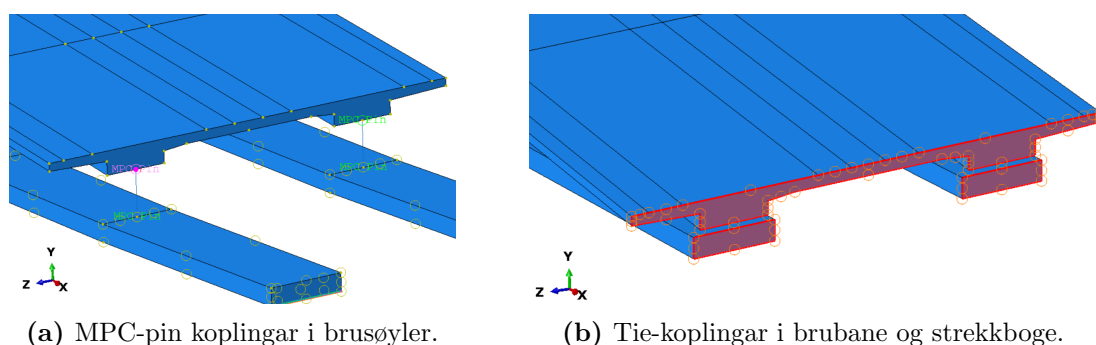
Dei globale randbetingelsane er som synt i figur 8.3. Brua har fast innspenning i utkragarane på endane. Vidare er det modellert tie-koblingar mellom strekkbanda og utkragarane. Som tidlegare nemnt har brubanen ei dilatasjonsfuge i tunellenden for å kunne forskyve seg fritt i lengderetning. Denne er modellert som eit glidelager som har fastholdt forskyvningar i global y - og z -akse. I viaduktenden er brubana fastholdt til utkragaren med ei tie-kobling. Vidare er brusøylene i hovudspennet modellert som pendelsøyler med stavelement. Dei er fastholdt med MPC-pin koplinga, og vil difor vera fastholdt for translasjonar, men kunna rotera fritt om alle aksar.

Dei fleste forbindelsar er modellert med master-slave koplingar. I tabell 8.2 er det framstilt ei oversikt over kvar desse koplingane er nytta og kva konstruksjonsdelar som er valt som master-koplingar.

Tabell 8.2: Master-slave koplingar i Abaqus.

Kobling	Master	Slave
Utkragar tunell - Strekkband	Strekkband	Utkragar tunell
Utkragar viadukt - Strekkband	Strekkband	Utkragar tunell
Utkragar viadukt - Brubane	Brubane	Utkragar viadukt
Brusøyler - Brubane	Brubane	Brusøyler
Brusøyler - Strekkband	Strekkband	Brusøyler

Koplingane vert lagt inn i modellen ved å gå under *interaction* i *module*. Deretter vel ein *create constraint* og dei ulike valmogelegheitene vil synast. I dette tilfellet er det valt MPC og Tie. Vidare lyt ein velje om det er nodar eller overflatar som skal koplast saman. Til slutt definerast kva som er master og kva som er slave i koplinga. I figur 8.5 er det synt korleis master-slave koplingane vil sjå ut i modellen:

**Figur 8.5:** Master-slave koplingar i modellen.

I figur 8.5 a) er det synt korleis MPC-koplinga ser ut i modellen. Samankoplinga er ei node til node kopling mellom brusøyler og brubane/strekkband. Brubanen er modellert som solid-element og har difor ikkje ein naturleg node midt på steget. Dette er løyst ved å bruka verktøyet *partition edge*, som finnast under *assembly* i *module*. Dette verktøyet splittar opp undersida av steget på midten, slik at Abaqus opprettar ein ny node der. Ved å kopa brusøylene til ei enkelt node i brubanen vil ein få ein realistisk oppførsel på lokale deformasjonar. Alternativet hadde vore å modellert brubanen som bjelkeelement, men då hadde elementet i brubanen kun hatt ein node. I dette tilfellet hadde noden vore plassert i arealsenteret til tverrsnittet, og ikkje i stega kor brusøylene i røynda har sine koplingar.

8.7 Tverrsnitt og materialdata

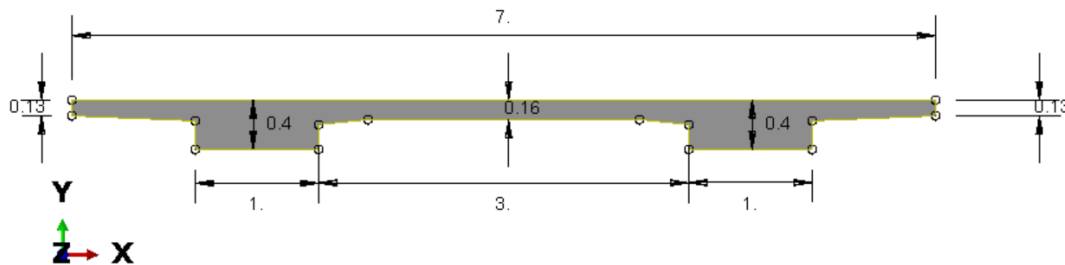
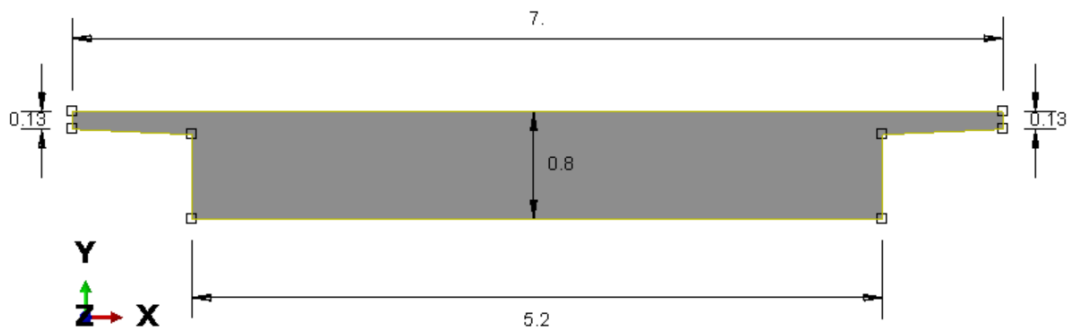
Alle tverrsnitt i modellen er utført med same type betong. Materialdata som er brukt i Abaqus er synt i tabell 8.3

Tabell 8.3: Betongeigenschaften in Abaqus.

Betong B25		
E-modul	E_{cm}	24900 MPa
Massetettleik	ρ_c	2500 kg/m ³
Kontraksjonstal	ν	0,2

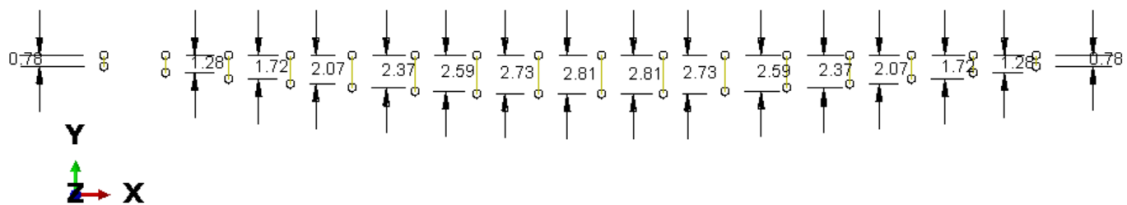
Som nemnt i kapittel 4 varierer tverrsnittet til brubanen langs konstruksjonen. Tverrsnittet til strekkbanda og brusøylerne er derimot konstante. Brubanetverrsnittet i hovudspennet er modellert utan vengene då desse vart påstøypt i ettertid, og ikkje vil gje noko signifikant bidrag til kapasiteten.

Brubanen, strekkbanda og utkragarane er modellert i Abaqus som 3D solid extrusion i *parts*. Framgangsmåten er å fyrst modellere tverrsnittet i 2D, og deretter definere lengda slik at Abaqus kan lage konstruksjonsdelen i 3D. Tverrsnittet vert definert i det globale xy-planet og strekt ut i z-retning sidan dette er standard i programmet. Neste steg er å lage *instance* av delen under *assembly*. Det er valt å rotare delen slik at global x-akse vert lengderetninga til brua og global y-akse vert vertikalretninga. Tverrsnitta til brubanen og utkragar viadukt er synt i henholdsvis figur 8.6 og figur 8.7. Ein ting å leggja merke til er at breidda på viaduktutkragaren er 0,2 meter breiare i modellen enn i originalteikningane. Dette er fordi den totale breidda til strekkbanda er 5,2 meter. I røynda vil tverrsnittet i viadukten variere, slik at den er 5,2 meter brei i overgangen hovudspenn-viadukt, medan den reduserast til 5 meter ut i viaduktspennet. Dette er ein neglisjerbar antaking, då viaduktspennet ikkje er betrakta i modellen.

**Figur 8.6:** Brubanetverrsnitt hovudspenn i Abaqus i [m].**Figur 8.7:** Brubanetverrsnitt utkragar viadukt i Abaqus i [m].

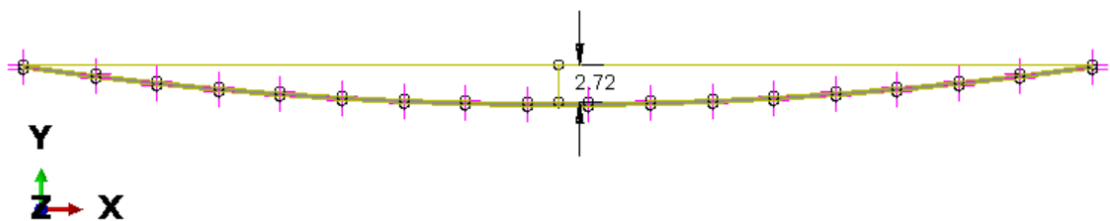
8.8 Strekkband og brusøyler

I originalteikningane har Kollstraumen bru både vertikal- og horisontal helning. På grunn av dette vil det ikkje vera symmetri om midten av hovudspennet. I modellen er det valt å ikkje ta omsyn til desse helningane og det er difor rekna ut middelerdiar av brusøylelengdene i lengde og tverretning, slik at dei samsvarar. Brusøylene er modellert med 3D-wire element. Med wire-element gjev det mogelegheita til å definere truss-element på brusøylene. Framgangsmåten er å modellere inn alle brusøylene som er plassert på eit strekkband. Dette vert gjort ved å definere lengda på søylene og senteravstanden mellom kvar søyle. Vidare lyt ein definere tverrsnittsarealet. Som tidlegare nemnt nyttar Abaqus kun sirkulære tverrsnitt i truss-elementa. Sidan brusøylene er identiske på det andre strekkbandet, er det ikkje naudsynt å laga to delar då ein kan definere to ulike *instance* frå den same delen. Lengda på brusøylene som er nytta er synt i figur 8.8:



Figur 8.8: Brusøyler i Abaqus i [m].

Kurvaturen til strekkbanda er modellert med koordinatar i xy-planet slik at dei passar inn med brusøylene. Dette er gjort ved å anta at toppen av brusøylene ligg i $x = 0$, og at y -koordinaten er gjeve som brusøylelengdene. Vidare nyttar ein tjukkleiken til å finne dei resterande koordinatane. Siste steg er likt som for modelleringa av brubanen ved at ein definerer lengda til delen. I dette tilfelle blir det breidda til eitt strekkband. Sidan brua er symmetrisk om lengde- og tverretning er det kun modellert eit strekkband, og seinare laga to ulike *instance* av denne delen. I figur 8.9 er det synt korleis bandet er modellert i 2D, med gjeve pilhøgdd.



Figur 8.9: Strekkband i Abaqus med gjeve pilhøgdd i [m].

8.9 Spennkablar

Spennkabelsystemet i hovudspennet er modellert i Abaqus etter originalteikningane. Det er viktig at desse vert modellert riktig slik at kreftene verkar på ein realistisk måte. I kapittel 5.2.2 er det skildra korleis spennarmeringa er plassert i strekkbanda.

Det er valt å modellere plasseringa av spennarmeringa identisk som teikningane i figur 5.6. Spennarmeringa i hovudspennet består av kablar med $44\phi 6$ trådar, og er modellert med følgande materialparametrar i Abaqus:

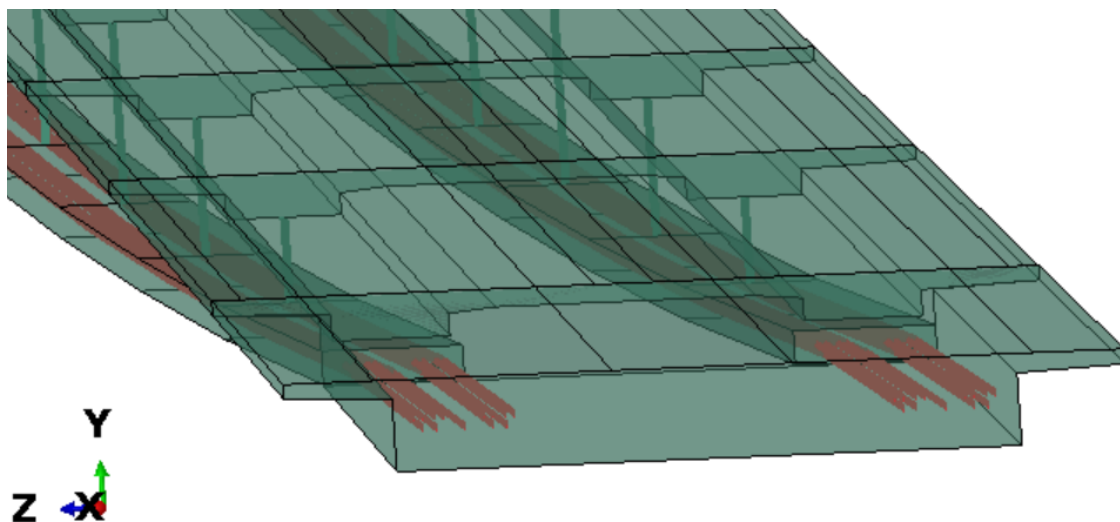
Tabell 8.4: Parametrar for spennarmering i Abaqus.

Materialdata for spennkabel $44\phi 6$		
Tverrsnittsareal	A_p	1244 mm ²
E-modul	E_p	206 GPa
Kontraksjonstal	ν	0,3

I originalteikningane er spennkablane spent opp på ulike tidspunkt med ulike oppspenningskrefter. I samråd veileidar er da valt å spenne opp alle samtidig med same spennkraft i modellen.

Ein spennkabel vert modellert på nøyaktig same måte som for brusøylene i forrige kapittel. Grunnen til at wire-elementet også eignar seg godt som spennarmering er at det kun vert teke opp aksialkrefter i elementet. Spennkablane er modellert etter koordinatane til arealsenteret til strekkbandet. I strekkbanda ligg det 13 spennkabler i kvart band. Geometrien for kvar spennkabel er lik, så det vert kun laga éin del og seinare 26 ulike *instance*. Dette er slik at ein seinare i analysen kan inn å modifisere/fjerne kvar enkelt kabel. Til slutt vert kablane plassert i strekkbanda i henhold til plasseringa i figur 5.6.

Vidare vert koplinga mellom spennarmering og betong modellert med ei embedded-kopling. Dette vert gjort ved å definere host- og slave region, som er henholdsvis betongen og spennarmeringen. Betongen i dette tilfellet er utkragarane og strekkbanda. I figur 8.10 er det synt korleis spennarmeringen er plassert i modellen.



Figur 8.10: Plassering av spennkabler i Abaqus.

8.10 Mesh

I Abaqus er det viktig at meshet i modellen vert handtert på korrekt måte for å få realistiske resultat. Det finnast ulike mesh-element i Abaqus, som nyttast til ulike formål. Mesh-elementa har størst påverknad på presisjonen av spenningane som kjem ut i contour-plottet. Sidan spenningar ikkje er av interesse i denne oppgåva, vert standarden *Hex* brukt i modellen. I følge Abaqus-manualen er det anbefalt å bruka fire element i høgda for mest nøyaktig resultat. Fleire element vil også auke køyringstida på analysen, så det er viktig å finna balansen mellom nøyaktigheit og berekningstid. For å minske køyretida anbefaler Abaqus at element med slave-koplingar har eit finare mesh enn element med master-koplingar. I tabell 8.5 er det framstilt ei oversikt over mesh-tettleiken til dei ulike elementa i modellen.

Tabell 8.5: Meshtettleik i modellen.

Element	Antall element i høgda
Brubane	4
Innspenning viadukt og tunell	6
Strekkeband	2

I strekkebandet er det ikkje nødvendig med fire element i høgda, då momentkreftene er neglisjerbare og difor ikkje av interesse. Med to element i høgda vil resultatata av aksialkrefter vera nøyaktig nok. Vidare består brusøylenene av kun eit element, då desse kun skal overføre krefter i global y-akse (Simulia, 2012a).

8.11 Laster

8.11.1 Eigenlast

Bruas eigenvekt vert oppretta ved å definere ein tyngdetettleik til dei ulike materiala i modellen. Dei ulike elementa er knytta til eit material, som i dette tilfellet er betong B25. Tyngdetettleiken er satt til 2500 kg/m^3 . Sjølve lasta vert definert under *Load* i *Module*. Deretter nyttast *create load* og vidare *gravity load*. Under *gravity load* lyt ein definere tyngdeakselerasjonen som $-9,81 \text{ m/s}^2$ i global y-akse. Abaqus bereknar deretter eigenvekta for brua ved å summere opp elementa sin eigenvekt basert på tyngdetettleiken og volumet til kvart element. Alle elementa som er inkludert i eigenlasta har same tyngdetettleik, og spennarmeringa er ikkje teke med i bidraget til eigenlast.

8.11.2 Oppspenningskraft

I Abaqus vert oppspenninga modellert ved påføring av ei initialspenning på spennkablane. Dette vert gjort i funksjonen *predefined field* under *load*-seksjonen i *Module*. Sidan embedded-koplinga dannar full heft mellom spennarmering og betong, er det

ikkje teke omsyn til spennkrafttap i modellen. Desse tapa er berekna i vedlegg C, og syner at spenninga etter tap er gjeve som 888 MPa.

8.11.3 Trafikklast

For å definere overflatelaster i Abaqus må overflatene opprettast i elementet fyrst. Dette blir gjort under *part* i *module*-seksjonen og deretter *partition face:sketch*. Verktøyet let brukaren teikne inn linjer som deler opp overflata. Dei nye overflatene vert deretter nytta som lastfelt til den jamt fordelte lasta frå lettare blanda trafikk, og totallasta frå vogntoglasta.

Vidare vert trafikklastene oppretta under *create load* under *load* i *module*-seksjonen. Deretter nyttast *pressure load* ved å oppgje storleik og plassering av lasta. Verdien som skal inn i *pressure load* er spenninga i pascal (N/m^2). Sidan lasta p er gjeve som kN/m , må denne delast på breidda av lastfeltet på 2 meter. For totallasta V er det same prosedyre som for trafikklasta p , berre at her er totallasta gjeve i kN . For å kunne modellere denne som *pressure load* må det difor delast på lastlengda 18 m og lastbreidda på 3 m. Dermed er lasta V nytta over eit lastfelt på 18×3 meter. Det er gjort ei forenkling ved å inkludere aksellasta A i totallasta, slik at den totale verdien vert 640 kN . Lastene er synt i tabell 8.6.

Tabell 8.6: Trafikklastar i Abaqus.

Lasttype		Bruksklasse Bk 10/60
Aksellast	A	40 kN
Totallast	V	600 kN over $L = 18$ m
Lettare blanda trafikk	p	6 kN/m
Bremselast	B	300 kN
Sidelast	S	75 kN

Brua vert belasta med trafikklast i begge køyreretningar. I Abaqus er desse plassert symmetrisk om midten av brubanen. Det er ikkje valt å sjå på eventuelle effektar av omplassering av lastane i tverretninga då dette er svært tidkrevjande og ville teke lenger tid enn læringsutbyttet hadde vorte.

Sidan Kollstraumen bru har ei dilatasjonsfuge i eine enden, må bremselasta B plasserast heil inne ved denne, med resultant i global x -retning mot viadukten. Då vil kreftene takast opp i den fasthaldte viaduktutkragaren. Både bremselasta B og sidelasta S er modellert som totallaster. Dette er ein funksjon i Abaqus kor inputen er ei gjeve last i N , som verkar over eit lastareal. Bremselasta verkar over heile breidda av brubanen, medan sidelasta verkar på bruvenga midt i hovudspennet i global z -retning.

8.11.4 Lastkombinering

I Abaqus finnast ein funksjon for lastkombinering som let brukaren definera ulike kombinasjonar samt lastfaktorar til alle lastane i kvar kombinasjon. Denne funksjonen verkar ikkje med laster som er laga under *predefined field*. Sidan oppspenning av spennarmering er modellert med denne funksjonen, er ikkje lastkombinasjonsfunksjonen i Abaqus nytta. Dette er løyst ved å lage kombinasjonar manuelt, med lastfaktorar inkludert i sjølve lasta. Dei ugunstigaste tilfella er funne ved å samanlikna og kombinera laster til det verste tilfelle er funne.

Det er lagt vekt på å finna det verste momentet om global z-akse. For å finna dei lastkombinasjonane som gjev det verste tilfellet er det teke utgangspunkt i lastkombinasjonane frå masteroppgåva (Amiri og Moen, 2019). I tabell 8.7 er det synt eit oppsett av dei manuelle lastkombinasjonane som er nytta i analysen:

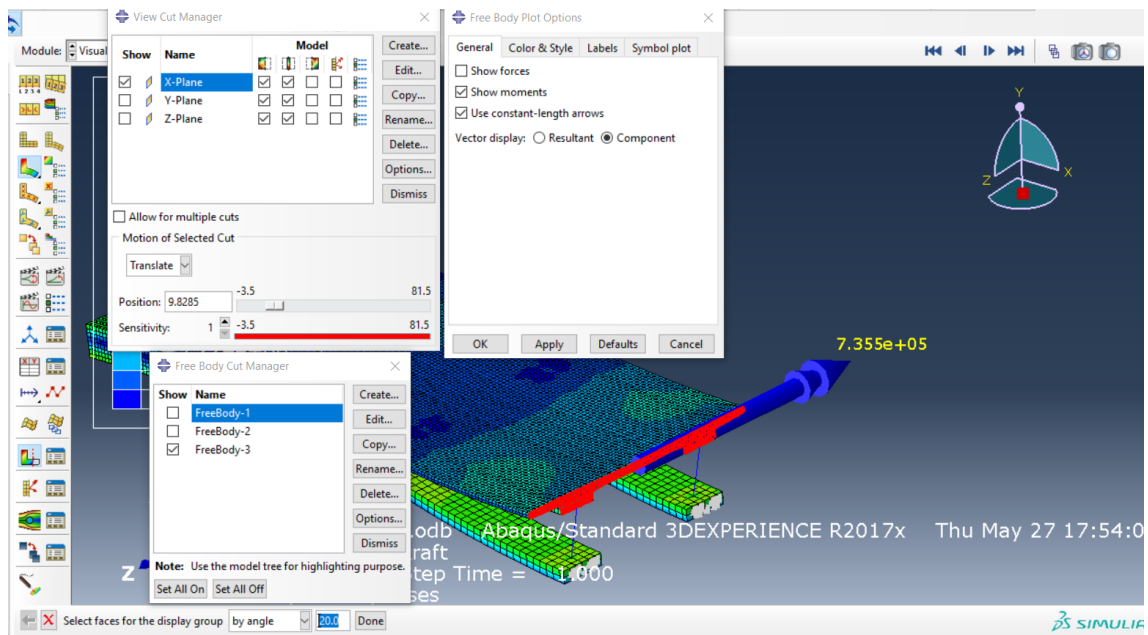
Tabell 8.7: Lastkombinasjonar i Abaqus.

Kombinasjon	Eigenlast/Asfalt	Oppspenning	Trafikklast
ULS-a	1,15/1,0	1,1/0,9	1,3
ULS-b	1	1	1,2
SLS-a	1	1	0,5

8.12 Analyse og resultat

Når modellen er klar for analyse vert dette gjort under *job* i *module*-seksjonen. Neste steg er å velje *create job*, og deretter kva modell som skal inkluderast i analysen. Når analysen er ferdig, nyttast *Visualization*-vindauga som syner resultatata i form av contour-plott. Her er det mange valmoglegheiter over kva resultat som skal synast i plottet, som kan endrast på i *Field output dialog*. Før analysen vert køyrd, lyt ein velja output-resultat i *step* under *module*-seksjonen, og deretter *Create history field output*. Mogelegheitene for kva output-verdiar som kan synast, er alt frå spenningar og nedbøying til ulike typar krefter. Som tidlegare nemnt, er det ikkje mogeleg å lesa ut krefter i contour-plottet når ein nyttar solid-element. Grunna dette vert ein annan metode teke i bruk for å lese ut krefter.

Dette vert gjort under *Free body cut manager* og deretter *Visualization* i *section*-modulen. Vidare lyt ein velje kva type seksjon som skal markerast, og her veljast 3D-element faces. Deretter vert overflatene i elementa markert for å kunna lese ut kreftene deira. For at denne prosedyren skal gå snøggare, har Abaqus verktøyet *by angle*, som markerer heile tverrsnittet i elementet. Vidare kan verktøyet *View cut manager* nyttast til å snitte konstruksjonsdelen ein vilkårleg stad. Dette vert gjort ved bruk av ein slider som verkar langs lengderetninga i brua, men kan også definerast ved å oppgje ein verdi manuelt. I innstillingane er det mogeleg å justere kva typar krefter som skal synast. Valmoglegheitene er momentkrefter og aksial/skjærkrefter, og i kva akse dei verkar. I figur 8.11 er det synt korleis avlesing av krefter føregår i Abaqus, og er meint kun som illustrasjon:



Figur 8.11: Uthenting av krefter i modellen.

9 Verifikasjon

I dette kapittelet vert modellen frå Abaqus verifisert mot andre analysar for å sikre ein korrekt oppførsel og rimelege resultat.

9.1 Bakgrunn

Ein stor del av oppgåva har gått med i å tolka og samanlikna resultat frå modellen i Abaqus. I opplæringsfasen av programmet vart det brukt mykje tid på enkle konstruksjonar. Dette innebar mellom anna ein fritt opplagt bjelke med ein foroppspent spennkabel, kor formålet var å kontrollere at Abaqus tolka spennarmeringskrefter på rett måte og at resultatata var identiske med dei analytiske resultatata. Det er ikkje valt å dokumentere noko meir utover dette. Det som er brukt mest tid på derimot, er å samanlikna resultat frå Abaqus-modellen med tidlegare verifikasjonsberekningar av Kollstraumen bru. Som nemnt i kapittel 6.3 gjorde Norconsult ei detaljberekning av bæremneklassifiseringa til Kollstraumen bru i 2019. Nokre av berekningane er sett nærare på, og vert nytta som verifikasjon av modellen i Abaqus.

I analysane har Norconsult nytta programmet Stab2D. Dette er eit typisk konstruksjonsprogram som baserer seg på 2D-modellar med bjelkeelement. Abaqus, derimot, har eit vidare spekter av typar element med mogelegheit til å lage 3D-modellar. Grunna oppbygging av elementa, med ulike randbetingelsar og stivleikar kan difor resultat kunne avvike, men fortsatt kunne gje ein indikator på om modellen i Abaqus gjev rimelege resultat.

I detaljberekninga til Norconsult kjem det fram at 1. ordens teori ikkje er gyldig for hovudspennet. Dette er fordi deformasjonane er for store til at kompatibiliteten kan baserast på udeformert geometri. Analysen er difor køyrd med 2. ordens effektar. I Abaqus er det valt å køyre analysar både med og utan 2. ordens effektar, då dette vil gje ei betre forståing av korleis det påverkar resultatata.

Vidare er det nokre faktorar som må takast omsyn til for å lage ein mest mogeleg lik modell i Abaqus. I analysen til Norconsult er det mellom anna brukt ein betongstivleik $E_c = 28000$ MPa, og ein trafikklastfaktor på 1,755. Den høge trafikklastfaktoren kjem av ein korleksjon av den opphavlege faktoren på 1,3. Dette blir gjort for å ta omsyn til lastandelane frå dei to lastfelta når dei står usymmetrisk i tverretninga. Det vil seie at lastfelt 1 vil få eit større bidrag over den mest belasta bjelke/strekkband enn lastfelt 2. I tillegg er brutverrsnittet i Stab2D forenkla til eit T-tverrsnitt med omtrent same 2. arealmoment som det opphavlege tverrsnittet (Norconsult, 2019).

Tabell 9.1: Trafikkklaster i Abaqus.

Lasttype	Lastfaktor
Eigenlast og asfalt	1,15
Trafikklast	1,755
Oppspenning	1

9.2 Resultat

Som nemnt i forrige delkaptittel er det valt å køyra både lineær og ikkje-lineær analyse i Abaqus. Dette for å vise korleis den ikkje lineære analysa påverkar materialoppførselen og resultatata. Samanlikninga er gjort mot lasttilfelle LCC2 (Norconsult, 2019), som tek for seg ei analyse av opptredande moment gjeve frå eit lasttilfelle med Bk10/60 trafikklast. Lastplasseringa er synt i vedlegg D.5.1. Det er óg gjort ein samanlikning på nedbøying og aksialkraft i strekkboge med eigenlast som lasttilfelle.

9.2.1 Ikkje-lineær analyse

Som synt i tabell 9.2 er det varierende avvik i dei opptredande momenta. I tunell- og viaduktutkragar ser ein at verdiane stemmer ganske bra overeins, mens for hovudspennet er det noko større avvik. Forklaringa på dette kan vere oppbygging av modellane. I hovudspennet er det mange element og forbindelsar som vil påverke nedbøying og momentkrefter med sine stivleikar og randbetingelsar. Det er vanskeleg å tolke utover dette då ein ikkje har nok kjennskap til modellen i Stab2D.

Tabell 9.2: Samanlikning av momentkrefter i ULS med ikkje-lineær analyse.

Konstruksjonsdel	Resultat Stab2D [kNm]	Resultat Abaqus [kNm]	Avvik [%]
Hovudspenn midtsnitt	611	889	45,5
Utkragar tunell OK	-7897	-8204	3,9
Utkragar tunell UK	1900	1843	3
Utkragar viadukt OK	-7872	-7501	4,7
Utkragar viadukt UK	1729	-1843	6,6

Vidare er det gjort ei samanlikning med aksialkrefter og nedbøying. Dette er gjort med kun eigenlasta påført, med lastfaktor 1. Det er synt i tabell 9.3 at modellen i Abaqus oppfører seg ein del stivare med eit avvik på 17,8% i nedbøying. For aksialkrafta er det eit avvik på 30,8%, noko som burde vore lågare, men det er vanskeleg å kommentere storleiken på avviket basert på kun resultatata frå to uavhengige analysar.

Tabell 9.3: Samanlikning av eigenlast med ikkje-lineær analyse.

Resultat	Stab-2D	Abaqus	Avvik[%]
Aksialkraft strekkboge	9750 kN	7454 kN	30,8
Nedbøyning midtsnitt	0,45 m	0,37 m	17,8

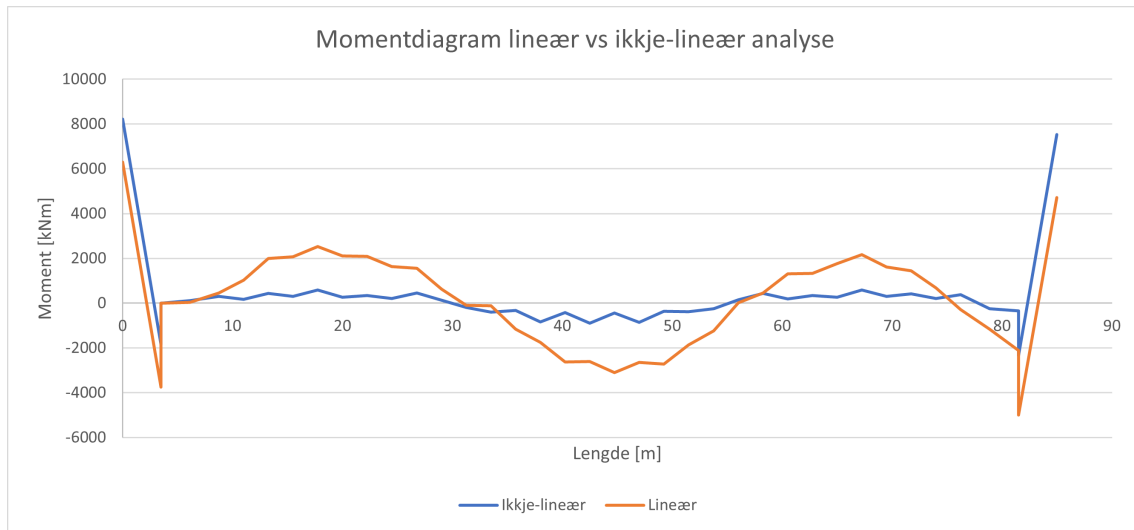
9.2.2 Lineær analyse

For å vise effektane av den ikkje-lineære analysa, er det valt å samanlikna nedbøyning og aksialkraft i strekkbanda med resultat frå Stab2D, samt å samanlikna momentdiagramma i Abaqus frå henholdsvis lineær og ikkje-lineær analyse. Som synt i tabell 9.4 er avvika mindre i den lineære analysa. Dette gjev meining då konstruksjonen har mindre stivleik, som vil føre til større nedbøyning, som igjen vil føre til større aksialkraft i strekkbandet.

Tabell 9.4: Samanlikning av eigenlast med lineær analyse.

Resultat	Stab-2D	Abaqus	Avvik[%]
Aksialkraft strekkboge	9750 kN	8382 kN	16,3
Nedbøyning midtsnitt	0,45 m	0,44 m	2,2

Vidare er det valt å sjå korleis ei ikkje-lineær analyse påverkar dei opptredande momenta i konstruksjonen. Som synt i figur 9.1 er momentkreftene i den lineære analysa generelt større enn i den ikkje-lineære analysa. Teorien bak ikkje lineær-analyse seier at stivleiksmatriza i elementa vert oppdatert etter kvar lastpåføring. I dette tilfelle er analysa delt inn i ulike lasttrinn. Fyrst påførast eigenlasta, deretter oppspenningskrafta, og til slutt trafikklasta. Etter at eigenlasta er påført vil Abaqus rekne ut nye stivleiksmatriser i konstruksjonsdelane basert på kreftene som verkar frå eigenlasta. Dette vil føre til ein stivare konstruksjon enn ved lineær analyse, som nyttar den opprinnelege stivheten som er rekna før lastpåføring.



Figur 9.1: Momentdiagram lineær mot ikkje lineær analyse.

I dette tilfellet stemmer teorien overeins med resultatet i figur 9.1. Ein ser at den ikkje-lineære analysen gjev lågare verdiar for dei opptredande momenta i brubanen, grunna større stivleik i strekkbanda enn ved den lineære analysen. Grunna kompleksiteten i overgangen mellom strekkband/brubane og viadukt, er det vanskeleg å argumentere for eventuelle effektar ved momenta i ein ikkje-lineær kontra ein lineær analyse. Vidare er det difor valt å stole på at modellen tek opp kreftene og fordeler dei utover konstruksjonen på ein korrekt måte.

10 Brotgrensetilstand

I brotgrensetilstand vert det sett på om tverrsnittet kan ta opp dei dimensjonerande kreftene i konstruksjonen. Det er valt å ikkje kontrollere brusøylene, men brubanen, strekkbanda og utkragarane vert sett på. Det vert teke kapasitetskontrollar av moment-, skjær- og aksialkrefter.

For brubanen vert det kontrollert for moment- og skjærkrefter. Aksialkrafta er neglisjerbar sidan brubanen kan bevega seg fritt i lengderetning grunna dilatasjonsfuga. For strekkbandet vert det kun kontrollert for aksialkrefter, då moment og skjær er tilnærma lik null her. I tillegg er det også kontrollert for momentkrefter i utkragarane i endane av konstruksjonen. Grunna storleiken på tverrsnitta i utkragarane er det ikkje valt å gjera kontroll av skjærkrefter.

10.1 Momentkapasitet

Momentkapasiteten vert rekna etter metodar og formlar frå Betongkonstruksjoner (Sørensen, 2013), og vert kontrollert i over- og underkant for brubana i tillegg til utkragarane i begge endar av hovudspennet. Berekningane er synt i vedlegg E.

10.1.1 Berekningsgrunnlag

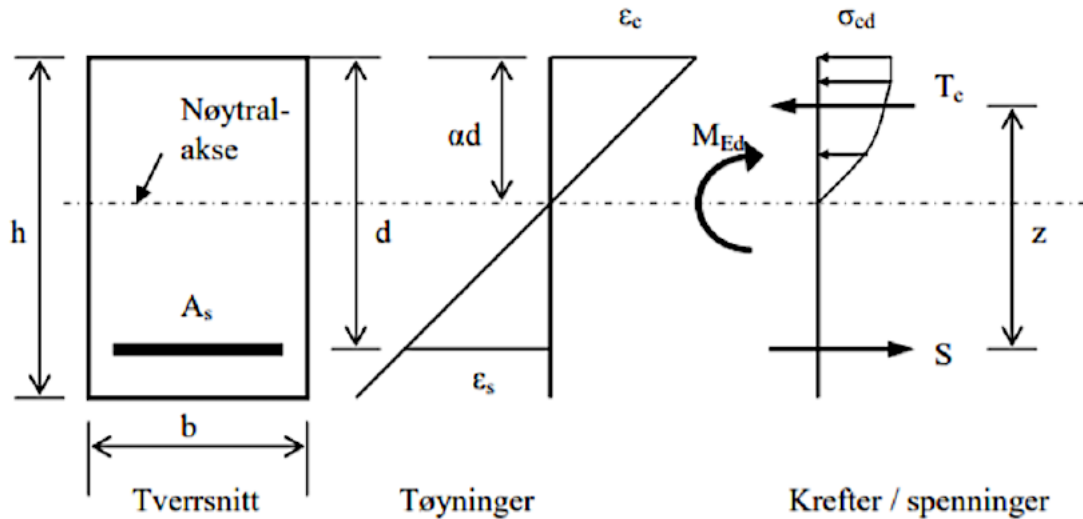
Når ein skal rekne ut momentkapasiteten til eit armert betongtverrsnitt er det ulike forutsetningar for berekningane. Desse er gjeve i 6.1(2) i EK2 (Standard Norge, 2004):

- Full heft mellom betong og armering
- Naviers hypotese gyldig
- Spennings- og tøyningsegenskapar etter 3.1.7 i EK2.
- betongens strekkfastleik sjåast vekk frå

For å berekna tverrsnittets kapasitet for bøyning må ein definere når eit brot inntreff, det vil seie at ein lyt velje brotkriterium. Desse er som følger:

- Trykkbrot i betong når $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$
- Brot i armering når $\varepsilon_s = \varepsilon_{ud}$

Ved hjelp av desse føresetnadane kan ein generell berekningsmodell for eit slakkarmerert betongtverrsnitt som er utsett for rein bøyning med strekk i underkant setjast opp i figur 10.1:



Figur 10.1: Beregningsmodell betongtverrsnitt med slakkarmering (Sørensen, 2013).

kor,

- d er tverrsnittets effektive høgd frå trykkrand til tyngdepunkt i strekkarmering
- A_s er strekkarmeringstverrsnittet
- α er relative trykksonehøgd
- M_{Ed} er dimensjonerande ytre moment
- T_c er trykkresultant av betongspenningane i trykksona
- z er indre momentarm (avstand mellom S og T_c)

Vidare kan momentkapasiteten bestemmast ved ein likevektsbetraktning av dei syn-te kreftene forårsaka av det ytre påsatte momentet. Angrepspunktet til trykkresultanten til betongspenningane er avhengig av tøyninga til armeringa. For å berekna momentkapasiteten lyt ein verdi for den relative trykksonehøgda α bestemmast. For eit gjeve betongtverrsnitt og armeringsmengd A_s , må α bestemmast slik at armeringstøyninga ε_s tilsvarar likevekt mellom T_c og S . Forholdet mellom armeringstøyning ved bøyebrot ε_s og armeringas flytetøyning ε_{yd} bestemmer type tverrsnitt (Sørensen, 2013):

- $\varepsilon_s < \varepsilon_{yd}$ Overarmert tverrsnitt - armeringa flyt ikkje før betongen knusast
- $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$ Balansert armert tverrsnitt - flytning i armering samtidig med knusing
- $\varepsilon_s > \varepsilon_{yd}$ Underarmert tverrsnitt - armeringa flyt før betongen knusast

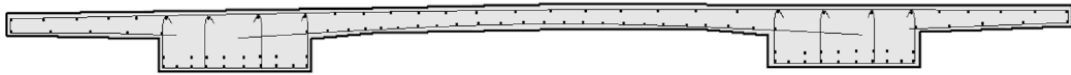
Deretter må det bestemmast om tverrsnittet er over- eller underarmert ved å rekna ut den balanserte armeringsmengda $A_{s,b}$, som er grensetilfellet mellom over- og underarmert tverrsnitt. Denne verdien må deretter samanliknast med A_s for å avgjere

om det er over- eller underarmert. Deretter bestemst den relative trykksonehøgda α . Formelen for momentkapasitet for det generelle tilfellet er gjeve i formel 4.14 i Betongkonstruksjoner, og er synt i likning 10.1. Ved betongkvalitet B20-B50 vert uttrykket forenkla som:

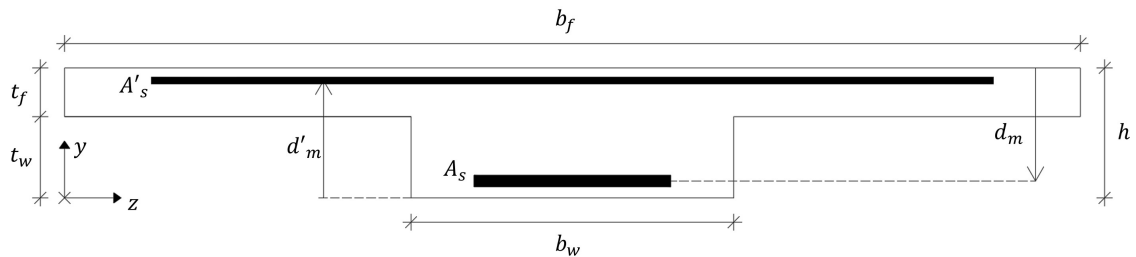
$$M_{Rd} = 0.8\alpha \cdot (1 - 0.4\alpha) \cdot f_{cd} \cdot bd^2 \quad (10.1)$$

10.1.2 Hovudspenn - brubane

Berekningsmessig kan tverrsnittet sjåast på som eit T-tverrsnitt med strekkarmering plassert ein avstand d frå toppranden ved strekk i underkant, og armering plassert ein avstand d' frå botn av tverrsnittet ved strekk i overkant. Dersom nøytralaksen ligg i flensen kan tverrsnittet reknast som eit rektangulært tverrsnitt med breidd b_f (Sørensen, 2013). I dette tilfellet ligg nøytralaksen under flensen og berekningsmodellen vert som vist i figur 10.3, og det er behov for å rekna ut effektiv flensbreidd. Dei to stega i originaltverrsnittet, synt i figur 10.2, vert slått saman til eit felles steg med den doble stegbreidda av eit enkelt steg i det opphavlege tverrsnittet. Berekningane for momentkapasiteten til brubana er synt i vedlegg E.1.



Figur 10.2: Brubanetverrsnitt hovudspenn med armering (Vik, 1970c).



Figur 10.3: Berekningsmessig T-tverrsnitt for brubana.

Strekk i underkant

Sidan kapasiteten vert rekna som eit T-tverrsnitt lyt ein rekna ut effektiv flensbreidd for tverrsnittet. Dette vert rekna ut basert på avstanden mellom momentnullpunkta l_0 i lengderetninga med formlane i EK2 5.3.2.1 (Standard Norge, 2004). Sidan brubanen kan sjåast på som ein bjelke med fast innspenning i eine enden og fritt opplegg i andre, vil avstanden l_0 vere 85% av den totale lengda på brubanen i hovudspennet.

Framgangsmåten for berekning av momentkapasitet av T-tverrsnitt er vist i kap 4.2.4 i (Sørensen, 2013). For T-tverrsnitt er vanlegvis flenstverrsnittet så stort at

trykksonehøgda vert svært liten. Dette fører til at armeringstøyninga ε_s vert veldig stor før bruddtøyning ε_{cu} oppstår i betongen. I dette tilfellet vil betongtøyninga på trykksida $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$ og nøytralaksen flyttast nedover i tverrsnittet. I slike tilfelle vert det anteke at heile flensen står i trykk, og dermed at trykkresultanten frå betongspenningane står midt i flensen. Vidare vert momentkapasiteten rekna ut med momentlikevekt om midten av flensen med likning 10.2:

$$M_{Rd} = S \cdot z = f_{yd} \cdot A_s \left(d - \frac{t_f}{2} \right) \quad (10.2)$$

I tillegg er det naudsynt å gjera ein kontroll på at trykkspenningane σ_c til betongen i flensen ikkje overskrider dimensjonerande fastleik f_{cd} . Dette er gjort etter formel 4.32 i Betongkonstruksjoner:

$$\sigma_{cd} = \frac{M_{Rd}}{t \cdot b_{\text{eff}} \left(d - \frac{t_f}{2} \right)} \quad (10.3)$$

Strekk i overkant

I henhold til kap 4.2.4 i Betongkonstruksjoner kan eit T-tverrsnitt der flensen ligg i strekksona reknast som eit rektangulært tverrsnitt med $b = b_w$. All langsgåande armering i flensen som ligg innanfor medvirkande flensbreidd kan reknast som effektiv slakkarmering. I henhold til kap 5.3.2.1(3) i EK2 (Standard Norge, 2004) vert den effektive flensbreidda b_{eff} satt lik den opphavlege flensbreidda b_f . Dette betyr at all armering i flensen vert rekna som effektiv slakkarmering.

Vidare er armeringsmengda i flensen, A'_s , kontrollert mot armeringsmengda til det balanserte tverrsnittet, $A_{s,b}$, som er gjeve som:

$$A_{s,bal} = 0,8 \alpha_{bal} \cdot b_w \cdot d' \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} \quad (10.4)$$

der den relative trykksonehøgda for eit balansert tverrsnitt, α_{bal} , er gjeve som:

$$\alpha_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} \quad (10.5)$$

Sidan tverrsnittet er underarmert er den relative trykksonehøgda er gjeve som:

$$\alpha_{\text{underarmert}} = \frac{f_{yd} \cdot A'_s}{0,8 f_{cd} \cdot b_w \cdot d'} \quad (10.6)$$

Vidare vert momentkapasiteten rekna ut ved den generelle formelen for momentkapasitet gjeve i likning 10.1 med $\alpha = \alpha_{\text{underarmert}}$.

Resultat

Dimensjonerande momentkrefter i over- og underkant er gjeve med henholdsvis lastkombinasjon ULS-b og ULS-a i tabell 8.7. Plassering av trafikklaster og momentdiagram, samt kor maksimum verdiar opptrer er synt i vedlegg D.1.1 og D.1.2.

Som synt i tabell 10.1 er utnyttingsgraden for moment i både over- og underkant på trygg side, med henholdsvis 64,9% og 71,4%. Kapasiteten til brubana er med andre ord tilstrekkeleg i både over- og underkant i ULS.

Tabell 10.1: Kapasitetssjekk for momentkrefter i brubana.

	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Kapasitet	Utnyttingsgrad
Moment UK	978	1370	OK	71,4%
Moment OK	620	956	OK	64,9%

10.1.3 Hovudspenn - utkragar tunellside

Utkragarane i hovudspennet kan betraktast som T-tverrsnitt på same måte som for brubana. Forskjellen er tverrsnittsmåla og armeringsmengda, samt at ein har spennarmering i tverrsnittet ein må ta omsyn til i berekningane. Tverrsnittet er som i figur 10.3 og berekningane er synt i vedlegg E.3.

Strekk i underkant

Strekk i underkant av utkragarane vil ved full belastning skje på enden av utkragaren mot brubana. Ein kan då rekna tverrsnittet som eit T-tverrsnitt, og sidan arealsenteret ligg i steget vert det gjort ei antaking om at trykksona ligg i flensen med ei effektiv flensbreidd b_{eff} . Momentkapasiteten med spennarmeringa er då gjeve som:

$$M_{Rd} = S \cdot z = S_{\text{tot}} \cdot z_{\text{mean}} = (S_s + S_{pd}) \left(d_m - \frac{t_f}{2} \right) \quad (10.7)$$

Strekk i overkant

Strekk i overkant av utkragarane vil skje ved innspenninga. Tverrsnittet vert då betrakta som eit vanleg rektangulært tverrsnitt med breidd lik stegbreidda b_w .

Vidare vert det sjekka om tverrsnittet er over- eller underarmert ved å kontrollera om armeringsmengda i flensen er mindre enn den balanserte armeringsmengda. Den relative trykksonehøgda for eit balansert armert tverrsnitt med spennarmering er gjeve som:

$$\alpha_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \left(\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} \right)} \quad (10.8)$$

og balansert armeringsmengd er gjeve som:

$$A_{p,\text{bal}} = 0,8\alpha_{\text{bal}} \cdot b_w \cdot d'_m \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \quad (10.9)$$

Sidan tverrsnittet er underarmert i dette tilfellet er den relative trykksonehøgda gjeve som:

$$\alpha_{\text{underarmert}} = \frac{f_{pd}A_p + f_{yd}A_s}{0,8f_{cd} \cdot b \cdot d_m} \quad (10.10)$$

Vidare vert momentkapasiteten rekna ut ved likning 10.1 med $\alpha = \alpha_{\text{underarmert}}$.

Resultat

Dimensjonerende momentkrefter er gjeve med lastkombinasjon ULS-a i tabell 8.7. Plassering av trafikklaster og maks opptredande moment, samt kor dei opptrer er synt i vedlegg D.3.

Som synt i tabell 10.2 er utnyttingsgraden for moment i både over- og underkant på trygg side, med henholdsvis 77,4% og 6,1%. Kapasiteten til utkragar tunnel er med andre ord tilstrekkeleg i både over- og underkant i ULS.

Tabell 10.2: Kapasitetssjekk for momentkrefter i utkragar ved tunnel.

	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Kapasitet	Utnyttingsgrad
Moment UK	1533	24973	OK	6,1%
Moment OK	11610	15005	OK	77,4%

10.1.4 Hovudspenn - utkragar viadukt

Forskjellen mellom utkragaren ved tunellen og viadukta er at utkragaren ved viadukta har mindre tverrsnitt og ulik plassering av armeringa. Tverrsnittsmåla og armeringsplasseringane er synt i vedlegg E.4, og tverrsnittsmåla er gjeve som i figur 10.3. Utanom dette er berekningsmetodane dei same som for utkragaren ved tunellen.

Resultat

Dimensjonerende momentkrefter er gjeve med lastkombinasjon ULS-a i tabell 8.7. Plassering av trafikklaster og maks opptredande moment, samt kor dei opptrer er synt i vedlegg D.4.

Som synt i tabell 10.3 er utnyttingsgraden for moment i underkant på trygg side, med ei utnyttingsgrad på 11,1%. I overkant er det derimot ikkje stor nok kapasitet, med ei utnytting på 137,9%. Dette er det same Norconsult kom fram til i klassifiseringsrapporten for trafikklaster Bk10/60 (Norconsult, 2019). Utkragaren på viaduktsida har med andre ord tilstrekkeleg kapasitet i underkant, men for låg kapasitet i overkant.

Tabell 10.3: Kapasitetssjekk av momentkrefter i utkragar ved viadukt.

	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Kapasitet	Utnyttingsgrad
Moment UK	2620	23858	OK	11,1%
Moment OK	13610	9873	IKKJE OK	137,9%

10.2 Skjærkraftkapasitet

Skjærkraftkapasiteten i brubana er berekna etter NS 3473 (Standard Norge, 2003c) og det vert kontrollert for strekkbrot($V_{cd} + V_{sd}$) og trykkbrot(V_{ccd}). Berekningane er

synt i vedlegg E.1.

10.2.1 Berekingar

Kapasitetane vert berekna etter fagverksmetoden i NS 3473 12.3.3(Standard Norge, 2003c). I fagverksmetoden vert kapasiteten berekna på grunnlag av ein anteke indre fagverksmodell med skrå betongtrykkdiagonalar i ein vinkel θ med bjelkens systemakse. Vinkelen θ kan ved skjærkraft, utan aksialtrykk, veljast mellom 25° og 60° . Dersom det opptrer aksialtrykk kan denne vinkelen antakast mindre enn 25° , men ikkje mindre vinkelen som tilsvorar hovedtrykkretninga for urissa betong. Dersom det oppstår aksialstrekk i tillegg til skjærkraft, kan θ setjast lik 45° .

Skjærstrekkkapasitet

Ved strekkbrot vert kapasiteten V_{sd} rekna på grunnlag av kraftkomponenten i skjærkraftas retning av skjærarmeringa A_{sv} som kryssar eit anteke riss i ein vinkel θ med konstruksjonens systemakse innanfor ei høgd lik z frå strekkarmeringa. Kapasiteten er dermed avhengig av senteravstanden og skjærarmeringas dimensjonerande fastleik, og er gjeve som:

$$V_{sd} = \frac{f_{sd} \cdot A_{sv}}{s} \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (10.11)$$

Skjærtrykkkapasitet

Skjærtrykkkapasiteten er avhengig av betongens reduserte dimensjonerande trykkfastleik f_{c2d} . Med anteke vinkel θ mellom 30° og 60° , er fastleiken gjeve som:

- $f_{c2d} = 0,6f_{cd}$ for normalbetong
- $f_{c2d} = 0,5f_{cd}$ for lettbetong

Vidare er skjærtrykkkapasiteten gjeve som :

$$V_{ccd} = f_{c2d} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (10.12)$$

Den endelege skjærkraftkapasiteten vert bestemt som den minste verdien av V_{sd} og V_{ccd} :

$$V_{Rd} = \min(V_{sd}, V_{ccd}) \quad (10.13)$$

10.2.2 Resultat

Maks opptredande skjærkraft i ULS er gjeve med kombinasjon SLS-a i tabell 8.7. Plassering av trafikklaster og lokasjon av dimensjonerande skjærkraft er synt i vedlegg D.1.3. Som synt i tabell 10.4 er kapasiteten på trygg side med ei utnyttingsgrad på 76,4%. Skjærkraftkapasiteten er med andre ord tilstrekkeleg for brubana.

Tabell 10.4: Kapasitetssjekk av skjærkrefter i brubana.

V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Kapasitet	Utnyttingsgrad
428	560	OK	76,4%

10.3 Aksialkraftkapasitet

Aksialkraftkapasitet vert kun kontrollert i strekkbanda, då det er kun dei som tek opp strekkrefter av betydning. Berekningar av aksialkraftkapasitet er synt i vedlegg E.1.

10.3.1 Berekningar

Sidan strekkbanda er i strekk og ikkje trykk, vert det gjort ein del forenklingar for å rekna ut kapasiteten. Bidraget frå betongen vert neglisjert då betongens strekkfastleik er mykje lågare i forhold til strekkspenningane som oppstår i strekkbandet. Den andre forenklinga er at tverrsnittet har symmetrisk armering med beliggenheit i arealsenteret av tverrsnittet i strekkbandet. Kapasiteten vert vidare rekna ut i tilstanden når både slakk- og spennarmering er fullt utnytta, som vil seie når dei overskrid sine flytegrenser f_{pd} og f_{yd} . Kapasiteten er vidare gjeve som:

$$S_{Rd} = A_p \cdot f_{pd} + A_s \cdot f_{yd} \quad (10.14)$$

Sidan slakkarmeringa kun gjev eit bidrag på 4,2%, som synt i vedlegg F.1, vert den neglisjert og kapasiteten vert rekna som:

$$S_{Rd} = A_p \cdot f_{pd} \quad (10.15)$$

10.3.2 Resultat

Maksimal opptredande aksialkraft er gjeve med kombinasjon ULS-a i tabell 8.7. Korleis trafikklasta er plassert og lokasjon på opptredande krefter er synt i vedlegg D.2. I tabell 10.5 er det synt at kapasiteten er på trygg side med ei utnyttingsgrad på 75,5%. Tverrsnittet i strekkbanda har med andre ord tilstrekkeleg kapasitet.

Tabell 10.5: Kapasitetssjekk av aksialkrefter i strekkbanda.

S_{Ed} [kN]	S_{Rd} [kN]	Kapasitet	Utnyttingsgrad
15330	20314	OK	75,5%

11 Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstand(SLS - serviceability limit state) vert det sjekka at konstruksjonen under normal bruk vil fungera som føresettt, gjennom heile levetida. Bruksgrensek kontrollane som skal gjennomførast er i henhald til EK2:

- Nedbøyingsbegrensing
- Rissviddebegrensing
- Spenningsbegrensing

I tillegg kan det vera aktuelt å kontrollera for vibrasjonar i enkelte konstruksjonar. I denne oppgåva har ikkje hovudfokuset vore å kontrollera konstruksjonen i bruksgrensetilstand, men det er utført ein kontroll av nedbøying og risslast i strekkbandet.

11.1 Spenningsbegrensning

Trykkspenninga i betongen skal avgrensast for å unngå riss i lengderetninga, mikro-riss eller store krypdeformasjonar dersom det kan føra til uakseptable verknader på funksjonen til konstruksjonen. Av omsyn til omfanget til oppgåva er det valt å ikkje utføra vidare berekningar for å kontrollera kravet for spenningsbegrensning.

11.2 Nedbøying

Nedbøying av konstruksjonen eller ein del av konstruksjonen skal begrensast slik at den ikkje har innverknader på konstruksjonen sin funksjon eller påverkar utsjånaden på ein ugunstig måte. I henhald til N400 3.6.1 er kravet til deformasjon at ingen del av konstruksjonen skal ha større nedbøying enn $L/350$, der L er lengda av det betrakta spennet (Statens Vegvesen, 2015). Ein kan vurdera om utkragarane i hovudspennet vil vera så stive at det betrakta spennet vil vera mellom dei, altså 78 meter, eller om ein skal betrakta heile spennet, altså 85 meter.

Nedbøyinga i modellen vil ikkje vere heilt realistisk då oppspenningstrinna ikkje er teke omsyn til. Ellers eignar modellen i Abaqus seg godt då den er køyrd med ikkje-lineær geometri. Som tidlegare nemnt vil stivleiksmatrisene i konstruksjonsdelane oppdatere seg etter kvar lastpåføring i brua, og dermed framstå med ein realistisk stivleik.

11.2.1 Resultat

Nedbøying av konstruksjonen er ikkje kontrollberekna for hand. Sidan Kollstraumen bru har ei spesiell oppbygging av geometri, ville det vore tidkrevjande og gjeve lite læringsutbytte. Nedbøyinga vert kontrollert i Abaqus med lastkombinasjon SLS-b

frå tabell 8.7. Lastplassering av trafikklasta og nedbøyingsverdi er synt i vedlegg F.2. I dette tilfellet er spennet mellom utkragarane, $L = 78$ m, betrakta for å få det mest konservative nedbøyingskravet. Som synt i tabell 11.1 er nedbøyinga svært liten og difor godt innanfor kravet.

Tabell 11.1: Nedbøying i hovudspennet.

Nedbøyning [mm]	L/350 [mm]	Sjekk
29,3	222,9	OK

Tek ein derimot hensyn til nedbøyinga på ca 250 mm som allereie har oppstått i brua, omtala i kapittel 6.2.3, vil ein få ei mykje større nedbøying. Her er det i tillegg betrakta heile spennet på 85 meter, som vil gje det mest liberale nedbøyingskravet.

Tabell 11.2: Nedbøying i hovudspennet med permanent nedbøying.

Nedbøying [mm]	L/350 [mm]	Sjekk
279,3	242,8	IKKJE OK

Nedbøyinga er som synt i tabell 11.2 ikkje innanfor kravet, og det er ei overskriding på 15% over kravet.

11.3 Opprissing

Opprissing vert definert som overgangen frå ein uopprissa til ein opprissa tilstand i betongen. I denne oppgåva vert det kun sett på opprissing i strekkbanda, som er utsett for rein aksialkraft. Opprissinga er då avhengig av betongens strekkfastleik f_{tn} .

Dersom betongen rissar opp vil det oppstå kun eitt riss i betong utan armering og mange små riss når det er armering i betongen. Avstanden mellom rissa er gjeve som s_r og rissvidda er gjeve som w_k . Saman med midlare tøyning i armering ε_{sm} og midlare tøyning i betong mellom riss ε_{cm} er formelen for rissvidde gjeve i EK2 formel 7.8 (Standard Norge, 2004):

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

Grenseverdier for rissvidder w_{max} er gjeve i EK2 tabell NA.7.1N. Berekning av rissvidder er ikkje teke omsyn til vidare i oppgåva.

11.3.1 Transformert areal

For å rekna ut spenningane i betongen vert det nytta transformert areal, tyngdepunktsakse og 2. arealmoment. Dette er for å ta omsyn til at spennarmeringa har ein

annan E-modul enn betongen. Formlane for transformert areal, tyngdepunktsakse og 2. arealmoment er gjeve som (Sørensen, 2013):

$$A_t = A_c + (\eta - 1)A_p \quad \text{der} \quad \eta = \frac{E_p}{E_{cm}} \quad (11.1)$$

$$y_t = \frac{(\eta - 1)A_p \cdot e}{A_t} \quad (11.2)$$

$$I_t = I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1)A_p(e - y_t)^2 \quad (11.3)$$

Deretter vert desse verdiane nytta i utrekninga av betongspenninga som er gjeve som:

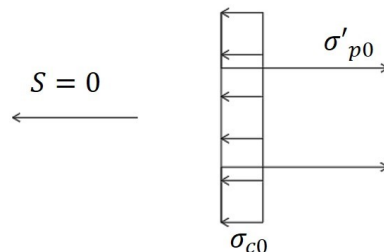
$$\sigma_c(y) = \frac{N}{A_t} + \frac{M - N \cdot y_t}{I_t}(y - y_t) \quad (11.4)$$

11.3.2 Risslast

For å rekne ut risslasta må det takast utgangspunkt i spenningstilstandar i tverrsnittet i strekkbanda. Det er gjort ei antaking om at tverrsnittet har symmetrisk armering som synt i figur 11.1. Spenningstilstanden syner tilfellet rett etter oppspenning, men før ytre last vert påført. I dette tilfellet vil spennkablane trykke på betongen, som vil ta opp trykkspenninga σ_{c0} . Definisjonen av trykkspenninga er synt i likning 11.5

$$\sigma_{c0} = \frac{\sigma'_{p0} \cdot A_p}{A_t} \quad (11.5)$$

kor σ'_{p0} er initialspenninga for oppspenning etter spennkrafttap og A_t er det transformerte arealet av betong og spennkablar.

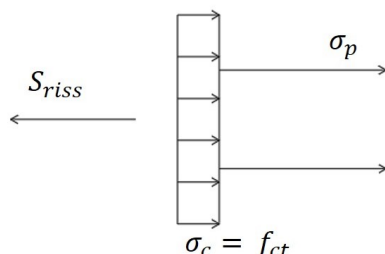


Figur 11.1: Spenningstilstand i strekkbanda før påføring av ytre last.

Vidare vert dei ytre lastene påført. Desse vil føre til at betongen går over i strekkspenningar. Som synt i figur 11.2 er strekkspenningane i betongen gjeve som betongens strekkfastleiken f_{tn} . Risslasta er vidare berekna med likevekt, kor motstanden

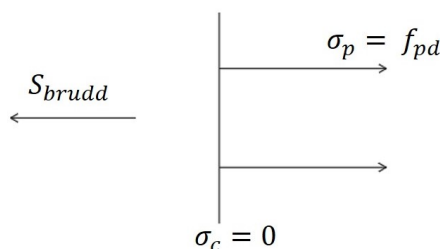
til betongen er gjeve som summen av spenningane i trykkavlasting og strekkfastleik. Som synt i likning 11.6 er spennarmering teke med i likevekta i form av det transformerte tverrsnittet A_t .

$$S_{riss} = (|\sigma_{c0}| + f_{td}) \cdot A_t \quad (11.6)$$



Figur 11.2: Spenningstilstand etter påføring av ytre last.

Etter at opprissinga har teke stad, er det kun spennarmeringa som vil gje eit bidrag til likevekta med den ytre lasta. Som synt i figur 11.3 er det same tilfellet som ved utrekning av aksialkraftkapasitet. Brotlasta er med andre ord aksialkraftkapasiteten. (Kanstad, 2021)



Figur 11.3: Spenningstilstand etter opprissing.

11.3.3 Resultat

Fullstendige berekningar av risslasta er synt i vedlegg F.1. Den maksimale aksialkrafta i strekkbanda er gjeve med lastkombinasjon ULS-a i tabell 8.7. I tabell 11.3 er det synt at tverrsnittet i strekkbanda er innanfor på risskapasitet, og difor ikkje vil rissa opp.

Tabell 11.3: Kontroll av risslast.

S_{riss} [kN]	S_{Ed} [kN]	Oppriss
15841	15330	NEI

12 Analyse med redusert spennarmeringsareal

Kollstraumen bru baserer bæresystemet sitt på to underliggende etteroppspente strekkband. Det er difor naudsynt å analysere korleis avrusting av spennkablar kan påverka bæremna til brua.

12.1 Framgangsmåte

Det er hovudsakleg sett på korleis fjerning av spennkablar påverkar kapasitetar og opptredande krefter i ULS. Men óg korleis det vil påverke risskapasiteten til strekkbanda. Føremålet er å finne ut kor mange spennkablar som kan ryke før:

- Tverrsnittet i strekkbanda rissar opp
- Nedbøyingskravet er overskride i SLS
- Brukonstruksjonen går til brot i ULS

Fjerning av spennarmering er gjort i ulike trinn. Kwart trinn inneber at to kablar vert fjerna, ein frå kvart strekkband. Kablane i kvart trinn har same plassering i sine representative tverrsnitt. Med dette motverkast ein eventuell vriding av spennbanda grunna usymmetrisk plassering av resterande spennkablar. I tabell 12.1 er det synt kva kablar som vert fjerna i dei ulike trinna. Kabelnummerering og plassering er den same som i dei originale teikningane synt i figur 5.6.

Tabell 12.1: Trinn for fjerning av spennkablar.

Trinn	Kabelnummer	Antal kablar fjerna
1	19, 20	2
2	8, 9, 10, 11	4
3	8, 9, 10, 11, 19, 20	6

I vidare berekningar er Abaqus nytta til å rekne ut dimensjonerande aksialkraft i strekkbanda, samt å lese ut nedbøyingane ved dei ulike trinna for fjerning av spennarmering. Berekningar for aksialkraftkapasiteten til strekkbanda samt risslaster for dei ulike trinna er synt i vedlegg F.1.

12.2 Opptredande krefter

Bidraget frå oppspenningskrafta i spennkablane verkar hovudsakleg på brubana i form av motverkande momentkrefter. Ved fjerning av spennkablar, vil dei motverkande momenta bli mindre. Dette fører til at momentet i overkant av brubana vert mindre, og momentet i underkant vert større. Momentet i overkant av brubanen vil

difor ikkje vera kritisk ved fjerning av spennkablar. Momentet i underkant vil auka for kvar kabel som forsvinn, og det er difor sett på effektane av dette. Konklusjonen er at ein kan fjerne opp mot 80% av spennkablane før det opptredande momentet i underkant overskrider kapasiteten. Brubanen blir difor ikkje sett på som kritisk, og det er ikkje valt å dokumentera noko utover dette.

12.3 Kapasitet

Spennarmeringa gjev bidrag til kapasiteten i utkragarane og strekkbanda. Sidan kapasiteten i utkragarane allereie er overskride i overkant og har ei lav utnyttingsgrad i underkant, vert dei ikkje sett på i analysa med redusert spennarmeringsareal. Den kritiske konstruksjonsdelen derimot, vil vera strekkbanda. Kapasiteten i strekkbanda vil minke betraktleg for kvar spennkabel som vert fjerna. Vidare vert det rekna på kapasitetar med redusert spennarmeringsareal.

12.3.1 Aksialkraftkapasitet

Aksialkraftkapasiteten til strekkbanda blir rekna ut med same antaking som i kapittel 10.3.1 om symmetrisk armering med plassering i arealsenteret av tverrsnittet i strekkbandet. Vidare er det rekna ut ny aksialkraftkapasitet for strekkbanda etter kvar kabel som ryk med følgande formel:

$$S'_{Rd,red} = A_{p,red} \cdot f_{pd} \quad (12.1)$$

Bidraget frå slakkarmering vert ikkje teke med i berekningane fordi den gjev eit neglisjerbart bidrag.

12.4 Nedbøying

I tillegg til kapasitetssjekk er det gjort ein analyse av nedbøyinga. Sidan nedbøying reknast etter lastkombinasjonar i SLS, må nedbøyinga sjekkast før konstruksjonen er gått til brot. Nedbøyinga er funne med kombinasjon SLS-a i tabell 8.7 etter fjerning av totalt 6 kablar.

12.5 Opprissing

Risslasta er rekna med same metode som i kapittel 11.3.2. Ved fjerning av spennarmering vil risslasta bli lågare. Risslasta er avhengig av det transformerte arealet A_t og spennarmeringsarealet A_p som begge blir mindre om ein spennkabel går til brot.

12.6 Resultat

12.6.1 Oppriss

Berekingane av risslast med redusert spennarmeringsareal er synt i vedlegg F.1. Som synt i tabell 12.2 vil strekkbandet risse opp etter fjerning av to kablar i kvart strekkband.

Tabell 12.2: Risslast ved fjerning av spennarmering i kvart strekkband.

Kablar fjerna	Redusert A_p	S_{Ed}	S_{Riss}	Oppriss
1	7,7%	15330	15841	NEI
2	15,4%	15330	14066	JA

12.6.2 Aksialkraft

Berekingane av aksialkraft med redusert spennarmeringsareal er synt i F.1. Som synt i tabell 12.3 vil konstruksjonen gå til brot ved fjerning av fire spennkablar i kvart strekkband.

Tabell 12.3: Aksialkraftkapasitet ved fjerning av spennarmering i kvart strekkband.

Kablar fjerna	Redusert A_p	S_{Ed}	$S_{Rd,red}$	Kapasitet
1	7,7%	15330	18751	OK
2	15,4%	15330	17188	OK
3	23,1%	15330	15626	OK
4	30,8%	15330	14063	IKKJE OK

12.6.3 Nedbøying

Nedbøyinga etter fjerning av spennarmeringsareal er synt i vedlegg F.2. Som synt i tabell 12.4 er nedbøyinga innanfor kravet etter fjerning av 3 spennkablar i kvart strekkband. Her er det betrakta heile spennet på 85 meter, som vil gje $L/350 = 242,8$ mm.

Tabell 12.4: Nedbøying ved fjerning av spennarmering i kvart strekkband.

Kablar fjerna	Redusert A_p	Nedbøying [mm]	$L/350$ [mm]	Sjekk
1	7,7%	61,2	242,8	OK
2	15,4%	97,3	242,8	OK
3	23,1%	135,3	242,8	OK

Tek ein omsyn til nedbøyinga som allereie er oppstått som tidlegare nemnt på omlag 250 mm, vil ein få verdiane som er synt i tabell 12.5. Som ein ser er dagens nedbøying allereie utanfor kravet, og vidare fjerning av spennarmeringsareal vil gje betydelege nedbøyingar.

Tabell 12.5: Nedbøying ved fjerning av spennarmering i kvart strekkband med permanent nedbøying.

Kablar fjerna	Redusert A_p	Nedbøying [mm]	L/350 [mm]	Sjekk
1	7,7%	311,2	242,8	IKKJE OK
2	15,4%	347,3	242,8	IKKJE OK
3	23,1%	385,3	242,8	IKKJE OK

12.7 Diskusjon

Analysen med redusert spennarmeringsareal syner at brua ikkje vil overskride kritiske verdiar med det fyrste. Om det ikkje vert teke omsyn til den opphavlege nedbøyinga til brua, vil det kritiske punktet vera brot i strekkbanda på grunn av for lav aksialkraftkapasitet. Dette vil skje etter at fire kablar har gått til brot i kvart strekkband.

Det vil derimot oppstå riss etter at to kablar lokalt i strekkbandet har gått til brot, som vil vera kritisk for konstruksjonen på lang sikt med tanke på armeringskorrosjon. Risset vil påverke strekkbandet lokalt, og spennarmeringa er ikkje verksam i sjølve risset. Ein viss avstand frå risset vil spennarmeringa kunne gjenoppta funksjonen som følge av heft mellom spennarmeringa, betongen og injiseringsmassen. Utvikling av riss, samt dei lokale og globale spenningsendringane som følge av dette, er framleis eit usikkert aspekt ved spennarmerte konstruksjonar (Amiri og Moen, 2019).

Berekingane i dette kapitlet vil ikkje naudsynlegvis gjenspegle korleis konstruksjonen går til brot, men vil gje ein indikator på kritiske konstruksjonsdelar. Like før strekkbanda går til brot, skal konstruksjonen i teorien kunne få ei nedbøying på 135,3 mm i bruksgrense. Ein observasjon på dette kan vera vanskeleg å på auga på, men ein ser kor markant den permanente nedbøyinga på ca 250 mm er i bileta frå tilstandsrapporten. Om ein tek omsyn til den permanente nedbøyinga vil det i teorien oppstå ei nedbøying på 385,3 mm. Denne er sopass stor at det skal vere mogeleg føresjå eit eventuelt brot.

Eit brot i konstruksjonen vil ikkje vera lett å sjå i førevegen, då fleire faktorar kan spela inn på korleis ein eventuell brotform vil forplanta seg. Veggsøylen i brua er kun festa med korte boltar, som lett kan brytast ut ved store deformasjonar. Ein modell som betraktar materialoppførsel med plastisk teori, kan kunna dekke ulike scenario for brotformen. Om duktiliteten ikkje er som påtenkt, kan óg konstruksjonen gå til brot ved eit sprøtt brot. Dette vil vera svært kritisk då det ikkje vil oppstå ei typisk forvarsling før brot.

13 Oppsummering

Oppgåva har gått ut på å modellera og analysera Kollstraumen bru for kontroll av kapasitetar i brot- og bruksgrensetilstand. Kontrollane har vore med spesiell merksemd knytta til konsekvensar av armeringskorrosjon i spennsystemet. Hovudfokuset har vore å setje seg inn i byggjehistorikken og berekningsmetodane som vart nytta, samt å gjennomføra ein tilstandsbeskriving av tidlegare inspeksjonar. Vidare er det sett på korleis armeringskorrosjon vil påverke konstruksjonsdelane i form av kapasitet og nedbøying.

Brua er den einaste av sitt slag i Noreg med sitt spesielle bæresystem under brubana, som har gjeve merksemd blant folk i bransjen. Den spesielle utforminga og berekningsmetodane har satt studentar og professorar på prøve, så byggjehistorikk og brukklassifiseringa til Norconsult har vore essensielt for å kunne gjennomføre denne analysen.

Det er ved inspeksjonar av brua registrert ei rekke ulike skadar, men dei mest gjengåande er armeringskorrosjon og avskalling. Årsaka til desse skadane er både lite overdekning men også dårleg utføring. Av skadane som er registrert er den mest prominente den store nedbøyinga av hovudspennet. Det er ikkje registrert nøyaktig kor stor denne er, men det er oppgjeve at den er minst 250 mm. Det vil vera hensiktsmessig å følgja med på om det er noko utvikling av nedbøyinga. Ein annan skade som bør viast merksemd er utvikling av risset over pilaren ved hovudspennet.

For å analysere brua og ta kontrollar av dei ulike kapasitetane har analyseprogrammet Abaqus vorte nytta. På grunn av den kompliserte utforminga av brua, har modelleringa vore svært tidkrevjande i seg sjølv. Det har derimot resultert i ein avansert ikkje-lineær modell som kan nyttast vidare i meir komplekse og avanserte analysar av brua.

Fyrst vart det gjort kontrollar i ULS utan antaking om skadar på armering. Kontrollen i strekkbanda viste at aksialkraftkapasiteten er tilstrekkeleg. Vidare har brubanen tilstrekkeleg skjærkraft og momentkapasitet i over- og underkant, med ei utnyttingsgrad på henholdsvis 64,9% og 71,4%. Momentkapasiteten i utkragaren ved tunellen tilstrekkeleg i både over- og underkant, mens utkragaren ved viadukta er tilstrekkeleg i underkant, men har ei overskriding i overkant på 137,9%.

I SLS vart det kontrollert for nedbøying og opprissing. Nedbøyinga til brua er innanfor kravet med 29,3 mm, men om den permanente nedbøyinga vert teke i betrakting vil nedbøyinga overskride kravet med ei nedbøying på 279,3 mm. Vidare er risslasta høgare enn dei opptredande aksialkreftene i strekkbanda, som tyder at det ikkje vil risse opp.

Det er óg gjennomført ein analyse med redusert spennarmeringsareal. I ULS er kapasiteten i brubana godt innanfor rekkevidde, mens aksialkapasiteten i strekkbanda kritisk for konstruksjonen. Eit eventuelt brot i konstruksjonen vil førekome i strekkbanda etter fjerning av 4 spennkablar i kvart strekkband. Oppriss i strekkbanda vil skje etter fjerning av 2 spennkablar kvart strekkband. I SLS er det gjort ein nedbøyingssjekk etter fjerning av 3 kablar i kvart strekkband, som resultere i ei

nedbøyning på henholdsvis 135,3 mm og 385,3 mm utan og med den permanente nedbøyinga teke i betrakting.

Vidare arbeid

Dersom det er aktuelt å arbeida vidare med Kollstraumen bru i andre oppgåver, har arbeidet i *Styrkeberegning og analyse av eksisterende spennarmert buebru* (Amiri og Moen, 2019) laga eit godt grunnlag med informasjon om brua, medan denne oppgåva satt eit godt grunnlag for bruk av Abaqus i vidare analysar av brua. Den ikkje-lineære modellen i Abaqus er veldig relevant til vidare analysar av for eksempel avdekking av brotmønster og rissutviklingar.

Det er naudsynt å jobba vidare med analysen for å få ei betre forståing av konstruksjonens faktiske tilstand, og korleis ein skal kunne avdekke eventuelle brot i førevegen. Det er med dette føreslått nokre punkter som bør gåast grundig inn i ved utvikling av ein ny modell:

- Ein analyse som ser nærare på forbindelsane i brusøylene. Desse kan lett brytast ut ved store deformasjonar, og kan difor være konstruksjonens svake punkt med tanke på ein kollaps.
- Ein meir avansert analyse av verknaden korrosjon har på bæremna. I denne oppgåva er det anteke at brot i ein spennkabel vil miste funksjonen sin i heile strekkbandet, men i realiteten vil det kun oppstå ein lokal svekking grunna heft mellom betong, armering og injiseringsmasse.
- Ein analyse som inkluderer plastisitet og materialoppførslar. Dette vil kunne avdekkje eventuelle brotmønster, og kva konstruksjonsdelar som kan vera kritiske og dermed utløysande årsak for ein kollaps. Dessutan bør det avdekkjast om eit brot vil oppføre seg som eit duktilt eller sprøtt brot.
- Ein modell som tek føre seg dei opphavlege oppspenningstrinna og som oppdaterer stivleiken i strekkbanda etter kvart trinn. Under oppspenninga fekk strekkbandet eit riss i eine enden. Ein analyse av eventuelle årsaker bak opprissinga, samt vidare rissutvikling i strekkbandet og følgene dette vil ha på nedbryting av spennarmeringa.
- Ein analyse som ser på eventuelle årsaker til den permanente nedbøyinga, samt kontrollere eventuelle vidare nedbøyingar over tid for å få kontroll på den vidare utviklinga.
- Ein analyse som tek omsyn til redusert betongverrsnitt i spennbanda i form av betongavskalling. Slike skader er observert i inspeksjonane, og det er naudsynt å vurdere i kor stor grad dei vil påvirke bæremna til brua.

Referansar

- Amiri, H. og Moen, E. (2019) *Styrkeberegning og analyse av eksisterende spennarmert buebru*. Masteroppgåve. NTNU.
- Ashby, M., Shercliff, H. og Cebon, D. (2013) *Materials - Engineering, science, processing and design*. 3. utg. Oxford: Butterworth-Heinemann.
- Bathen, L. (2021) *NB Betongcast 14 - Spennarmering og korrosjon*. Statens Vegvesen.
- Bathen, L. og Hornbostel, K. (2017) *Hvordan kan vi avdekke korrosjon på spennarmering?* Statens Vegvesen.
- BBR (2004) *BBR - BBR 60th anniversary*. Tilgjengeleg frå: http://bbr-conex.hr/download/brochure/60_years_BBR.pdf [Henta 9. apr. 2021].
- Bjørn Vik (1978) *Kollstrømmen bro - En hengekonstruksjon i spennbetong*. Nordisk betong.
- Byggforskserien (2009) *Blad 520.061 - Armeringskorrosjon*. Tilgjengeleg frå: <https://www.byggforsk.no/dokument/298/armeringskorrosjon#i4> [Henta 24. mar. 2021].
- Cantero, D. (2019) *Prestressing Methods and Materials*. NTNU.
- Clausen, A.H. (2018) *Introduksjon til stålkonstruksjoner og dimensjoneringsprinsipper, TKT4170 Stålkonstruksjoner 1*. NTNU.
- Direktoratet for byggkvalitet (2010) *SAK10*. Tilgjengeleg frå: <https://dibk.no/regelverk/sak/> [Henta 25. feb. 2021].
- Direktoratet for byggkvalitet (2017) *TEK17*. Tilgjengeleg frå: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/> [Henta 25. feb. 2021].
- Freyssinet (1999) *The C Range Post-tensioning System*. Tilgjengeleg frå: <https://www.freyrom.ro/Assets/Files/C-Range.pdf?phpMyAdmin=oEyQuH9Td65qJQzPS6OCugevat4> [Henta 8. apr. 2021].
- Hofstad, K. (2017) *Pond*. Tilgjengeleg frå: <https://snl.no/pond> [Henta 14. apr. 2021].
- Jensen, J.J. (udatert) *Nordisk kurs om hengekonstruksjoner, taustatikk*. Den Norske Ingeniørforening.
- Kanstad, T. (2021) *Møtereferat*.
- Kartverket (2021) *Norgeskart*. Tilgjengeleg frå: <https://norgeskart.no/#!?project=norgeskart&layers=1002&zoom=10&lat=7215599.39&lon=368106.96> [Henta 15. feb. 2021].

- Kompen, R. (2014) *Betongregelverkrelatert til bestandighet - Betongbruer i et historisk perspektiv*. Tilgjengeleg frå: <https://docplayer.me/17541753-Etatsprogrammet-varige-konstruksjoner-2012-2015-fagdag-2014-betongregelverk-relatert-til-bestandighet-betongbruer-i-et-historisk-perspektiv.html> [Henta 15. apr. 2021].
- Leivestad, S. (2009) *Nye standarder, Eurokoder, Andre standarder*. Tilgjengeleg frå: <https://vdocuments.mx/reader/full/betong-teknano> [Henta 19. feb. 2021].
- Lillegaard, P. (1972) *Kollstraumen bru i Bindal*. Digitalt Museum. Tilgjengeleg frå: <https://digitaltmuseum.no/021018315481/kollstraumen-bru-i-bindal> [Henta 4. jun. 2021].
- Mathisen, K.M. (2019) *Lineær vs ikkelineær analyseTKT4180 - Konstruksjonsmekanikk*. NTNU.
- Mitchell, D. og Collins, M.P. (1991) *Prestressed Concrete Structures*. Prentice Hall PTR.
- Norcem AS (1996) *God betong er bestandig*. Tilgjengeleg frå: https://www.norcem.no/sites/default/files/assets/document/godbetongerbestandig_web.pdf [Henta 24. mar. 2021].
- Norconsult (2019) *Bru nr. 18-1369 Kollstraumen bru - Bruklassifisering*. Norconsult.
- Norsk Betongforening (2003) *Publikasjon nr. 31 - Bestandighet av betongkonstruksjoner*. [Henta 24. mar. 2021].
- Plan- og bygningsloven*, 2008. Tilgjengeleg frå: <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71> [Henta 25. feb. 2021].
- Riksantikvaren (2019) *Forskrift om fredning av broer i Statens vegvesens eie*. Tilgjengeleg frå: <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2008-04-17-364> [Henta 19. mar. 2021].
- Selberg, A. (1945) *Design of Suspension Bridges*.
- Selberg, A. (1947) *Beregning av små hengebruer*.
- Simulia (2012a) *Abaqus/CAE User's guide(6.14)*. Tilgjengeleg frå: <http://130.149.89.49:2080/v6.14/books/usi/default.htm?startat=pt03ch17s05.html> [Henta 31. mai 2021].
- Simulia (2012b) *Element library*. Tilgjengeleg frå: <https://abaqus-docs.mit.edu/2017/English/SIMACAEELMRefMap/simaelm-c-general.htm> [Henta 31. mai 2021].
- SINTEF (2009) *520.061 Armeringskorrosjon*. Tilgjengeleg frå: <https://www.byggforsk.no/dokument/298/armeringskorrosjon> [Henta 25. mar. 2021].
- SINTEF (2015) *520.034 Kloridinnhold i betong. Prøveuttak og analysemetoder*. Tilgjengeleg frå: https://www.byggforsk.no/dokument/292/kloridinnhold_i_betong_proeveuttak_og_analysemetoder [Henta 25. mar. 2021].

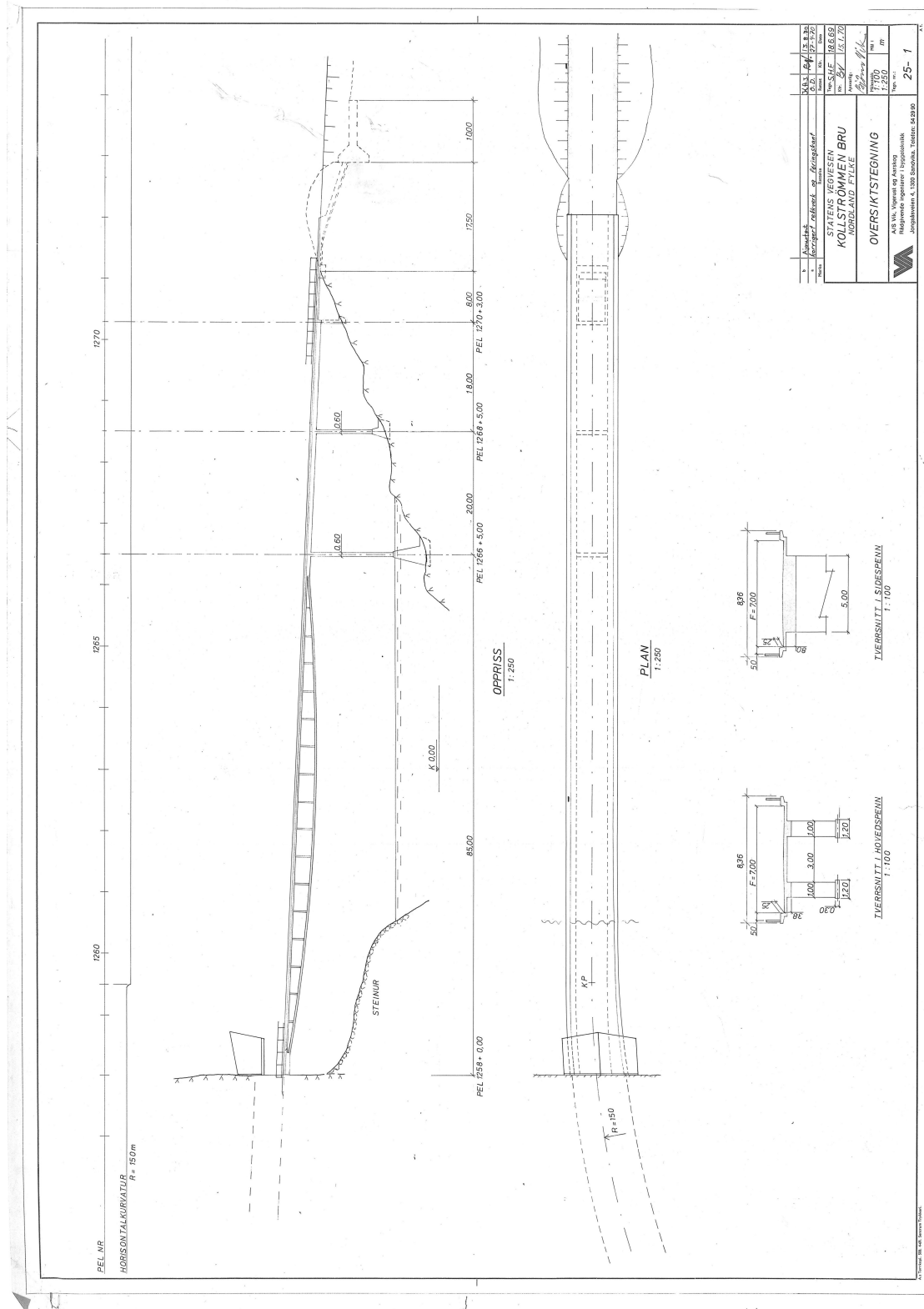
- SINTEF (2021) *Betong*. Tilgjengeleg frå: <https://www.sintef.no/ekspertise/community/betong/> [Henta 1. feb. 2021].
- Solvik, F., Falkanger, T. og Reusch, M. (2020) *Plan- og bygningsloven*. Tilgjengeleg frå: <https://snl.no/plan-og-bygningsloven> [Henta 25. feb. 2021].
- Standard Norge (2003a) *NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008 - Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-5: Allmenne laster - Termiske påvirkninger*. Brussel: CEN - European Committee for Standardization.
- Standard Norge (2003b) *NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 - Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklaster på bruer*. Brussel: CEN - European Committee for Standardization.
- Standard Norge (2003c) *NS3473 - Prosjektering av betongkonstruksjoner - Beregnings- og konstruksjonsregler*. Lysaker: NSF - Norges Standardiseringsforbund; Gjengjeving utan tillatelse forbudt.
- Standard Norge (2004) *NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018 - Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Brussel: CEN - European Committee for Standardization.
- Standard Norge (2005a) *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 - Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Brussel: CEN - European Committee for Standardization.
- Standard Norge (2005b) *NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 - Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster*. Brussel: CEN - European Committee for Standardization.
- Statens Vegvesen (2003) *R412: Bruklassifisering*. Vegdirektoratet. Tilgjengeleg frå: https://www.vegvesen.no/_attachment/61486/binary/964011?fast_title=H%C3%A5ndbok+R412+Bruklassifisering.pdf.
- Statens Vegvesen (2015) *N400: Bruprosjektering - Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner*. Vegdirektoratet. Tilgjengeleg frå: https://www.vegvesen.no/_attachment/865860/binary/1030718?fast_title=H%C3%A5ndbok+N400+Bruprosjektering.pdf.
- Statens Vegvesen (2017) *Endringer og tilføyelser til håndbok R412 Bruklassifisering*. Vegdirektoratet. Tilgjengeleg frå: https://www.vegvesen.no/_attachment/2120473/binary/1227650.
- Statens Vegvesen (2018) *R411: Bruforvaltning riksveg*. Vegdirektoratet. Tilgjengeleg frå: https://www.vegvesen.no/_attachment/69846/binary/1251772?fast_title=H%C3%A5ndbok+R411+Bruforvaltning+riksveg.pdf.
- Statens Vegvesen (2019) *V441: Bruinspeksjon*. Vegdirektoratet. Tilgjengeleg frå: https://www.vegvesen.no/_attachment/69833/binary/1356118?fast_title=H%C3%A5ndbok+V441+Bruinspeksjon.pdf.

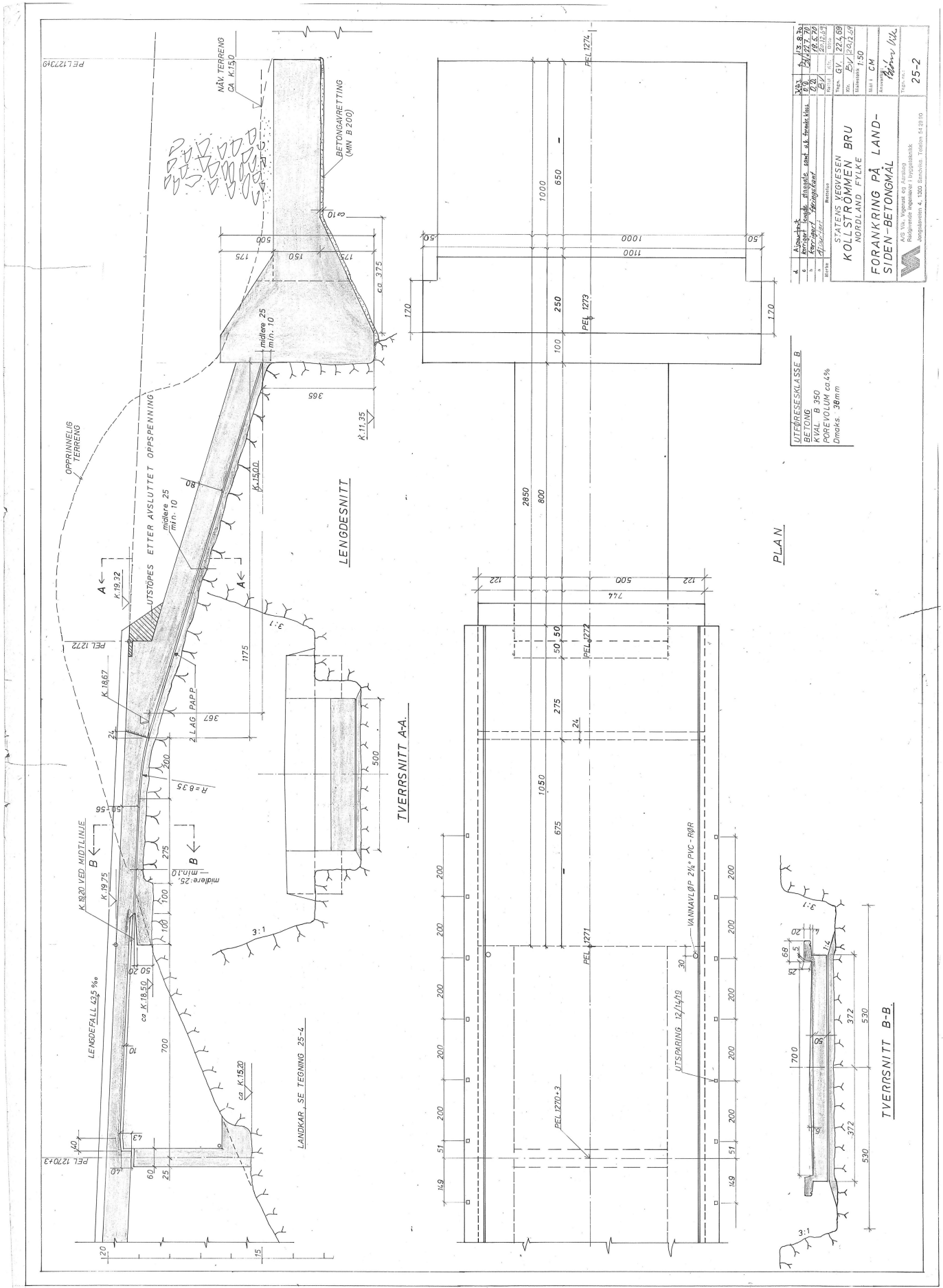
- Statens Vegvesen (2020) *Bedre Bruvedlikehold*. Tilgjengeleg frå: <https://www.vegvesen.no/fag/fokusomrader/forskning-innovasjon-og-utvikling/pagaende-programmer-og-prosjekter/bedre-bruvedlikehold> [Henta 25. feb. 2021].
- Statens Vegvesen (2021) *Brutus*. Tilgjengeleg frå: <https://www.vegvesen.no/fag/teknologi/bruer/forvaltning> [Henta 2021].
- Statens vegvesen (2019) *SV Håndbøker*. Tilgjengeleg frå: <https://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/handboker/om-handbokene/om-handbokene> [Henta 25. feb. 2021].
- Strängbetong (1975) *Strängbetong - BBRV spennarmering*.
- Sørensen, S.I. (2013) *Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2. utg. Trondheim: Akademika.
- Thue, J.V. (2019a) *Armeringsstål*. Tilgjengeleg frå: <https://snl.no/armeringsst%C3%A5l> [Henta 17. mar. 2021].
- Thue, J.V. (2019b) *Betong*. Tilgjengeleg frå: <https://snl.no/betong> [Henta 28. jan. 2021].
- Vik, B. (1970a) *Perm med bilder fra byggehistorikk, Kollstraumen bru - Nordland fylke*. A/S Vik, Vigerust og Aarskog - Rådgivende ingeniører i byggteknikk.
- Vik, B. (1970b) *Statistiske beregningar Kollstraumen bru*. A/S Vik, Vigerust og Aarskog.
- Vik, B. (1970c) *Teikningar Kollstraumen bru*. A/S Vik, Vigerust og Aarskog.
- Weerdt, K.D. (2016a) *Bestandighet - alkali, frost, kjemisk, TBA4123 BM1 Bygningsmaterialer*. NTNU.
- Weerdt, K.D. (2016b) *Bestandighet - armeringskorrosjon, TBA4123 BM1 Bygningsmaterialer*. NTNU.
- Weerdt, K.D. (2016c) *Betong, TBA4123 BM1 Bygningsmaterialer*. NTNU.
- Wikipedia (2020) *Eurocodes*. Tilgjengeleg frå: <https://en.wikipedia.org/wiki/Eurocodes> [Henta 26. feb. 2021].

Vedlegg

- **Vedlegg A:** Originale teikningar
- **Vedlegg B:** Materialeigenskapar
- **Vedlegg C:** Kryp, svinn, relaksasjon og spennkrafttap
- **Vedlegg D:** Lastplasseringar og momentdiagram
- **Vedlegg E:** Berekningar i brotgrensetilstand
- **Vedlegg F:** Analyse med redusert spennarmeringsareal

A Originale teikningar

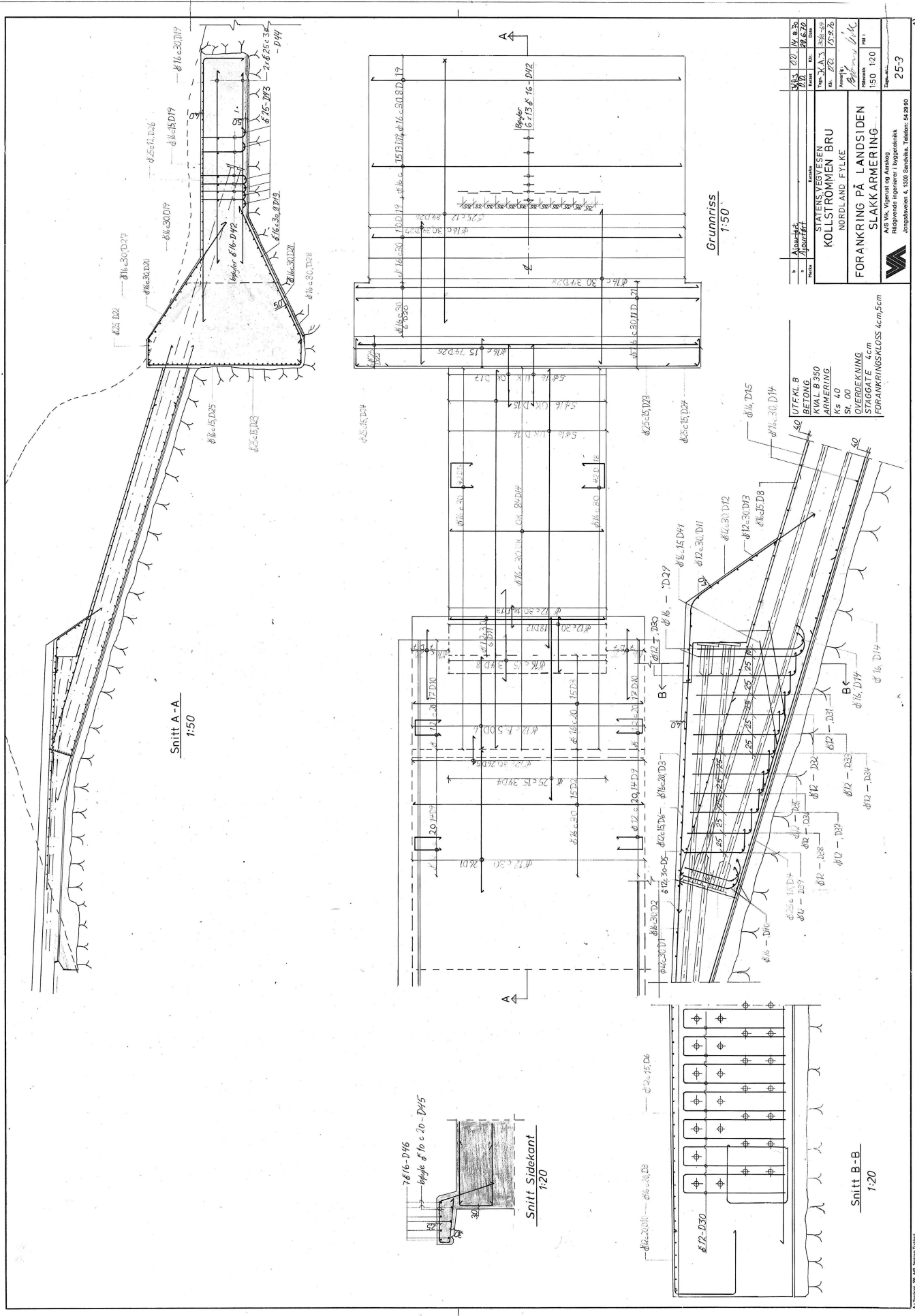


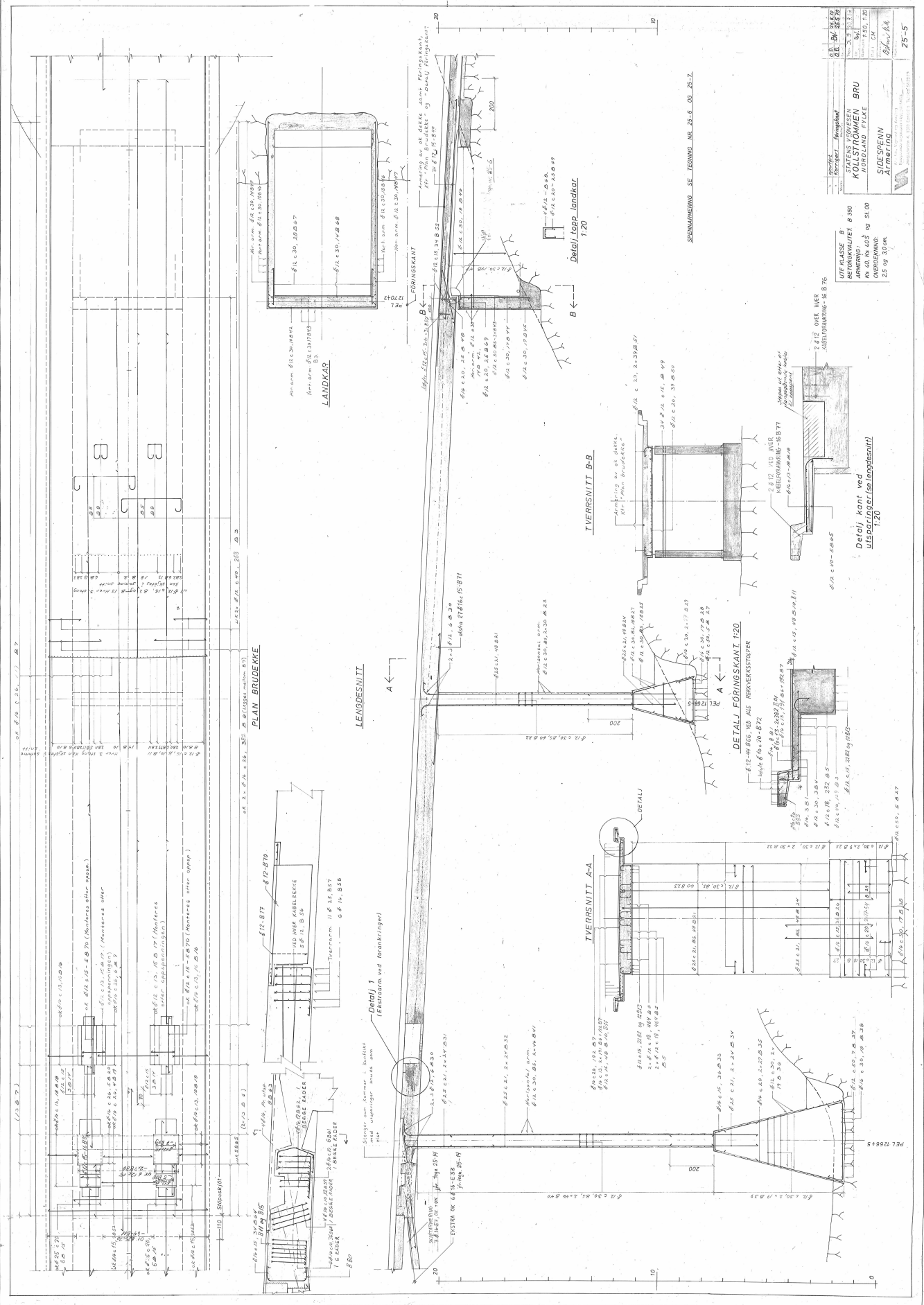


4	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
5	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
6	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
7	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
8	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
9	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
10	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
11	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
12	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
13	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
14	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
15	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
16	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
17	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
18	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
19	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
20	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
21	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
22	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
23	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
24	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
25	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
26	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
27	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
28	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
29	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
30	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
31	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
32	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
33	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
34	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
35	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
36	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
37	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
38	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
39	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
40	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
41	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
42	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
43	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
44	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
45	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
46	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
47	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
48	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
49	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
50	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
51	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
52	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
53	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
54	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
55	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
56	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
57	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
58	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
59	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
60	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
61	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
62	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
63	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
64	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
65	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
66	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
67	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
68	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
69	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
70	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
71	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
72	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
73	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
74	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
75	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
76	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
77	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
78	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
79	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
80	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
81	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
82	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
83	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
84	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
85	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
86	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
87	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
88	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
89	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
90	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
91	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
92	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
93	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
94	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
95	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
96	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
97	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
98	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
99	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2
100	Arbeids- og konstruksjonsnummer	25-2

UTFØRSELKLASSE B
 BETONG C30
 POREVOLUM ca 4%
 Dmax 38mm

STATENS VEGVESEN
 KOLLSTRØMMEN BRU
 NORDLAND FYLKE
 FORANKRING PÅ LAND-
 SIDEN-BETONGMÅL
 AS Via, Vegvesen og Planlegg
 Rådgerende Ingegnører i Lyngdal
 Jungelheimen 4, 1500 Bækkhus, Telfonn 54 23 30

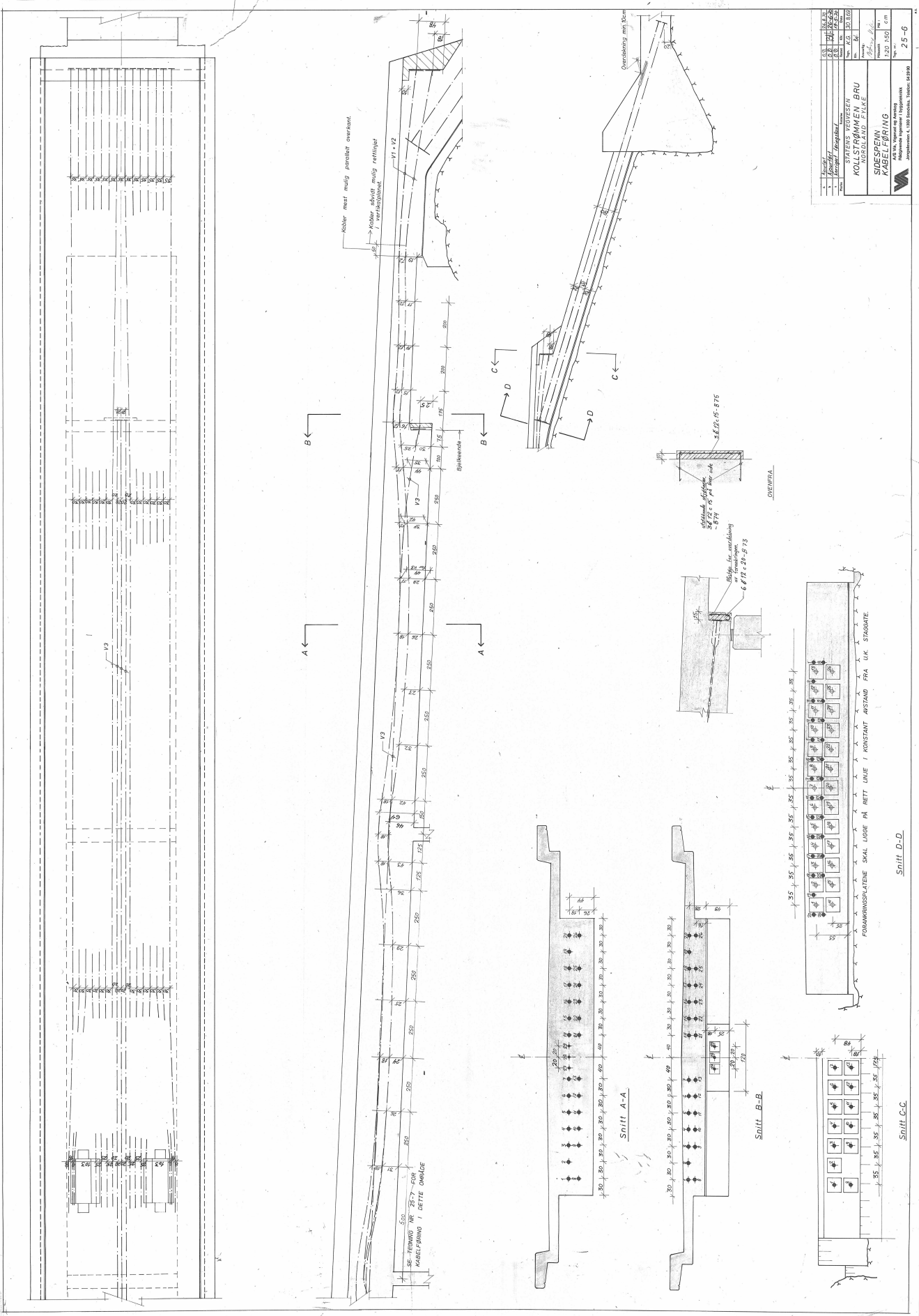


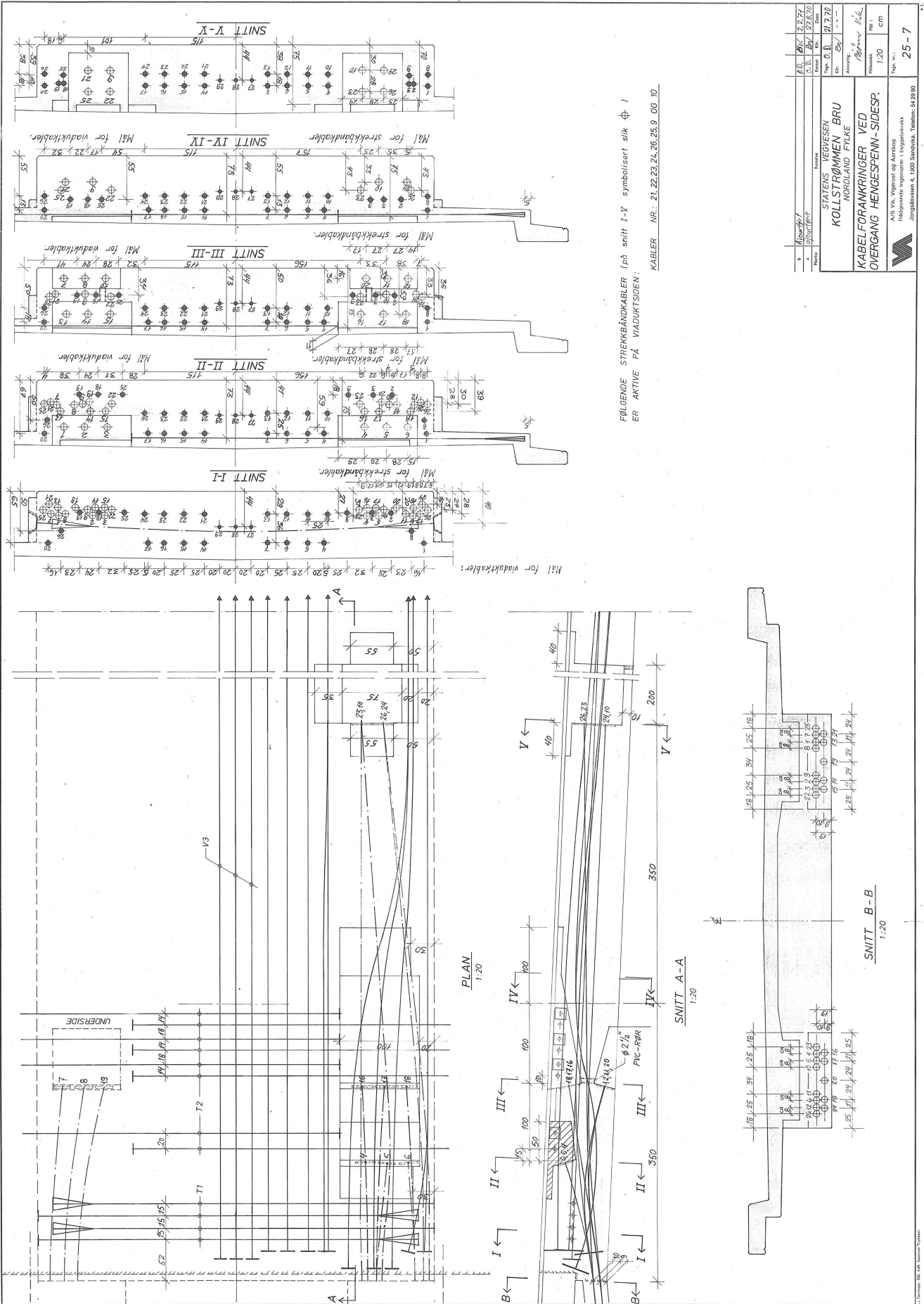


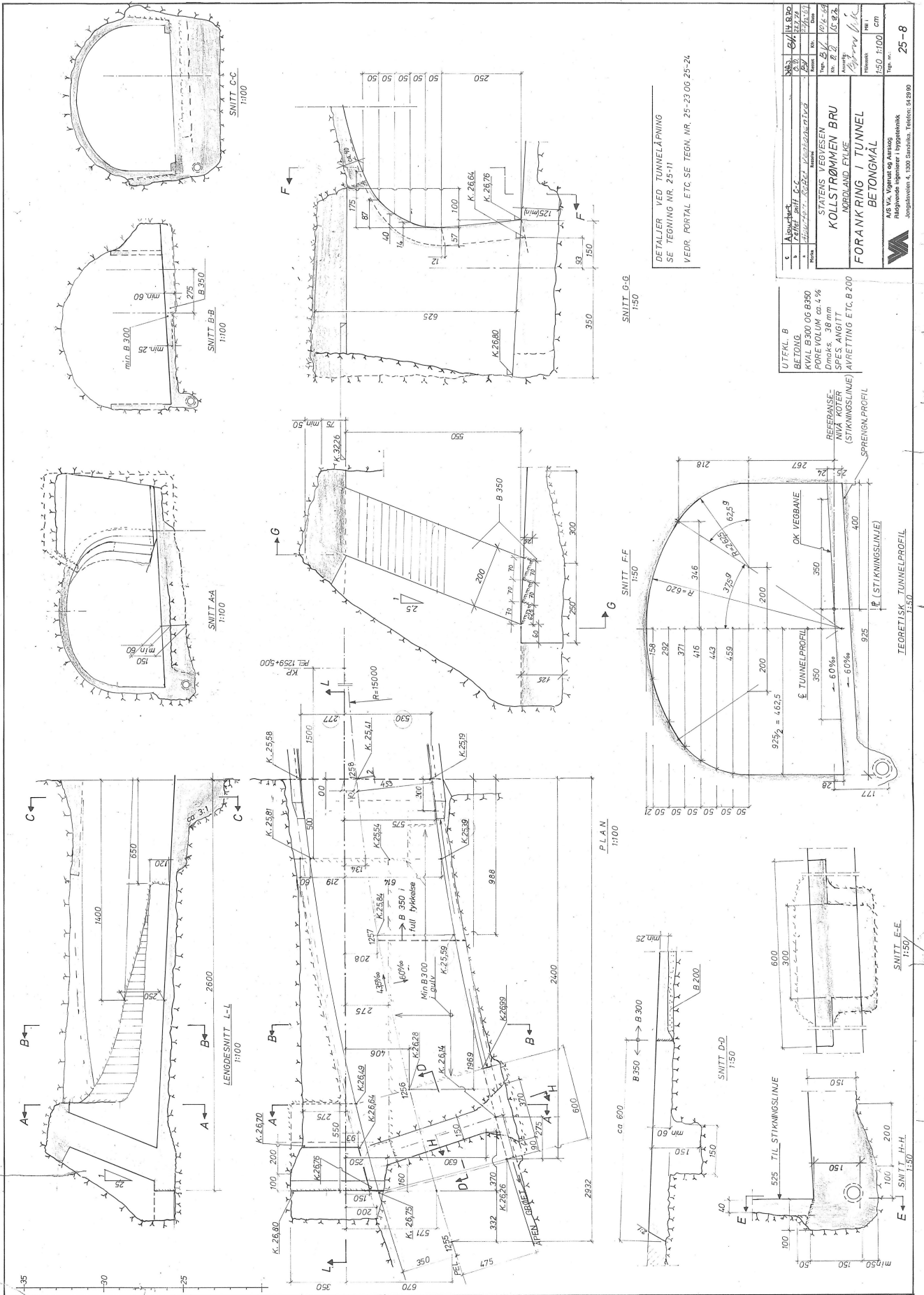
Projektnummer	25-5
Uppdragsnummer	25-5
Uppdragsbeskrivning	STATENS KOVÄSEN NORLAND FLEKE
Uppdragsledare	BRU
Uppdragsförare	SOESPENN SVEPSTEN
Uppdragsdatum	25-5

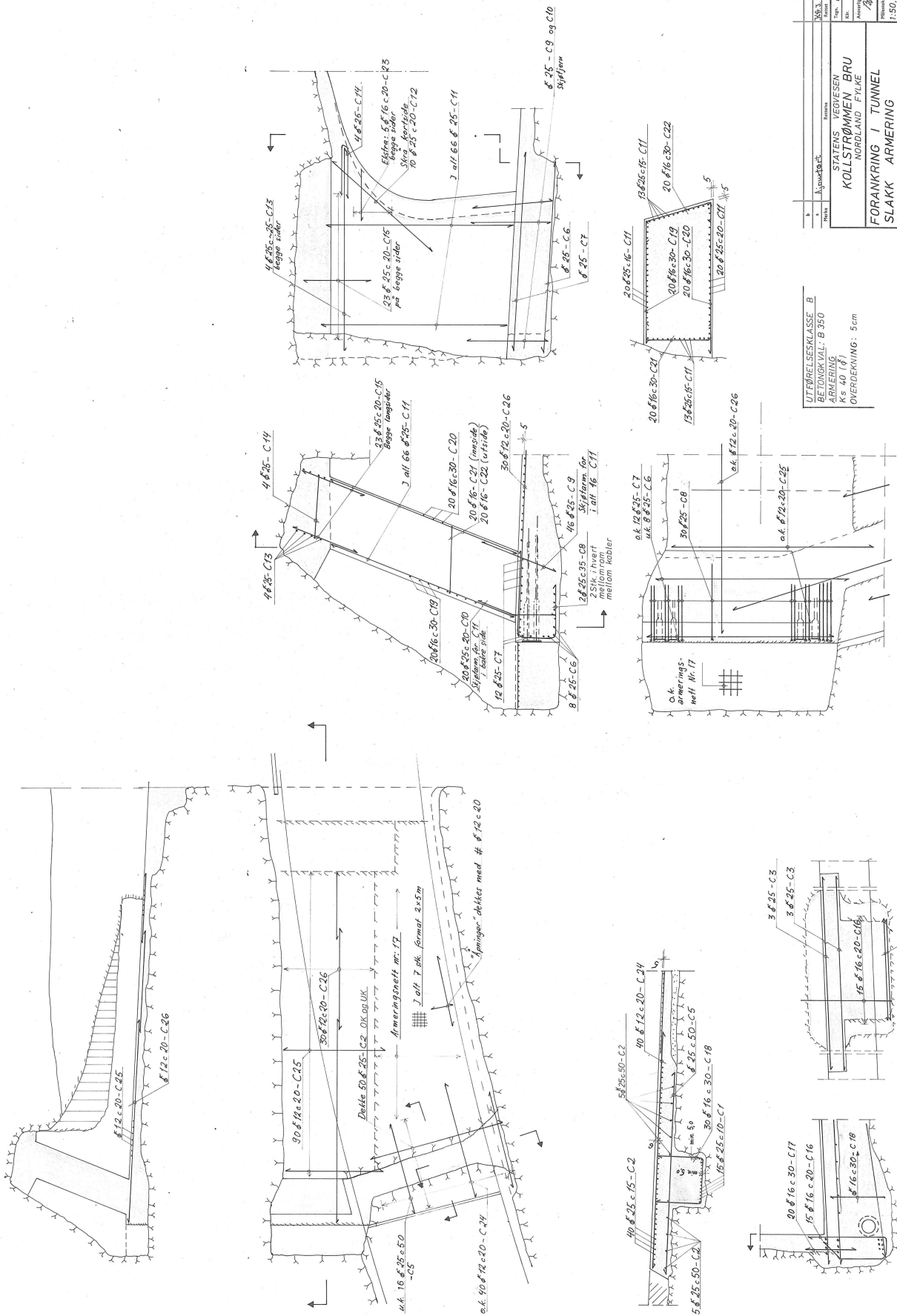
Urf-klass	B
Referensnummer	B 350
Ändring	02
Översiktning	25 09 30 cm

Prosjekt	KOLLSTRØMEN BRU	Oppgave	25-6
Byggherrens	SIDESPENN	Oppgavetype	KABELFØRING
Oppmåler	NORDLAND F.M.A.	Byggherrens ref.	123-150
Dato	04.06.2008	Byggherrens ref. cm	
Drøyt			
Revisjon			
Antall ark	32/32		
Ark nr.	25-6		
Kontaktperson		Tilleggsnotis	
KONTAKT 1. 028 040000		TILLEGGSNOTIS	









Arkivnr.	20.8.30
Proj. nr.	20.8.12
Arkivert av	Bj
Arkivert dato	10.11.14
Skala	1:50
Blad nr.	1
Blad totalt	1
Blad nr.	25-9

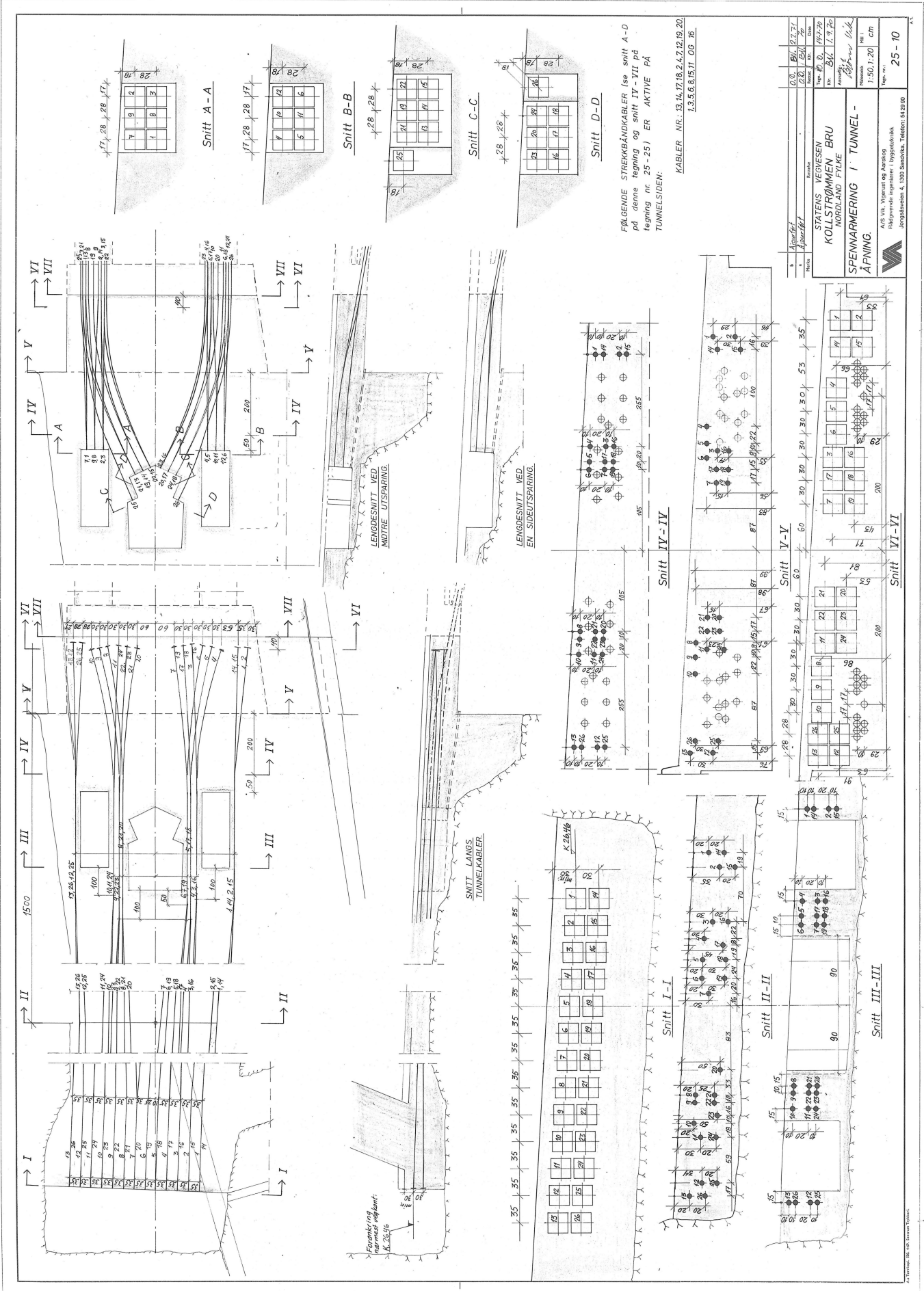
STATENS VEVESSEN
KOLLSTRØMMEN BRU
NORDLAND FYLKE

FORANKRING I TUNNEL
SLAKK ARMERING

AVS Vik, Vigrestad og Aravåg
Ridgjøende ingeniører i bygningsvesen
Jungbakkveien 4, 1300 Sandnessjøen, Telefon: 54 29 90

UTFØRELSEKLASSE: B
BETONGKVAL: B 350
ARMERING
K 5 40 (ø)

OVERDEKKING: 5 cm





5	År	1980	12.12	1980	12.12
6	Kategori	Byggeskjema			
7	Skisse	1/10	1/50	1/20	1/20
8	Utsnitt	1/20	1/50	1/20	1/20
9	Arkiv	15.2.78			
10	Arkiv	20.2.78			
11	Arkiv	18.2.78			
12	Arkiv	18.2.78			
13	Arkiv	18.2.78			
14	Arkiv	18.2.78			
15	Arkiv	18.2.78			
16	Arkiv	18.2.78			
17	Arkiv	18.2.78			
18	Arkiv	18.2.78			
19	Arkiv	18.2.78			
20	Arkiv	18.2.78			
21	Arkiv	18.2.78			
22	Arkiv	18.2.78			
23	Arkiv	18.2.78			
24	Arkiv	18.2.78			
25	Arkiv	18.2.78			

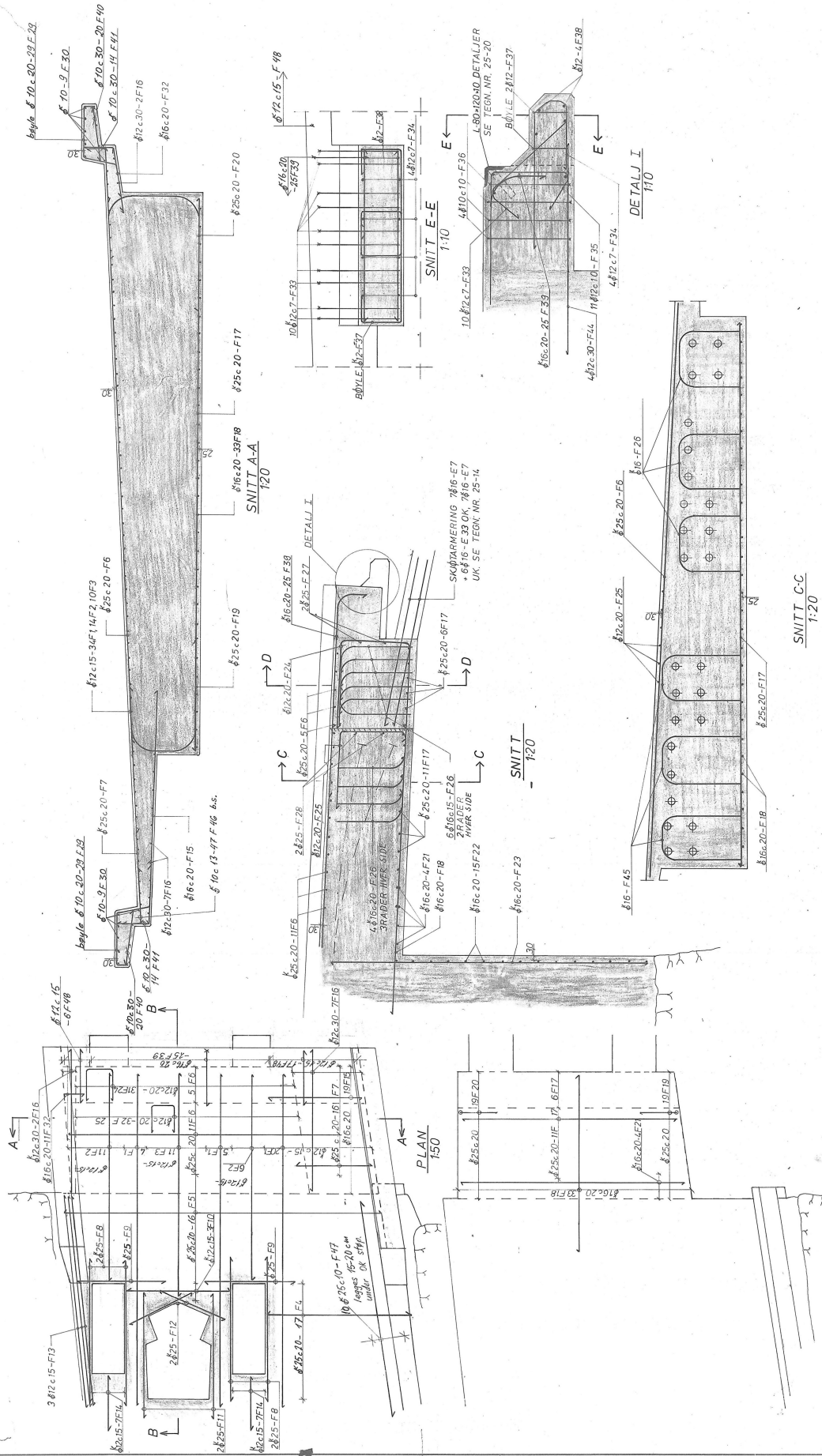
STATENS VEVESSEN
 KOLLSTRØMMEN BRU
 NORDLAND FYLKE
 OVERGANG HENGESPENN - TUNNEL
 BETONGMÅL

A/S Vik, Vigenut og Akraag
 Rispevande ingeniører i byggesaks
 Jørgenstaven 4, 1300 Bampha, Telefon: 34 390

UTFØR ELSKlasse, B
 POREVOLUM ca. 4%
 Dmaks. 36mm

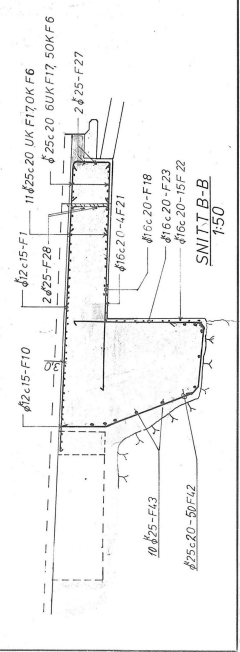
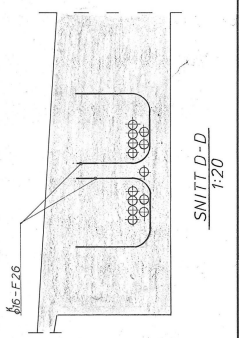
1:20 1:50 1:20

25-11



A	Prosjekt	Køyrigger / Hvingstaur
	Arbeidsnr.	25-12
B	Arbeidsnr.	25-12
	Dato	18.09
C	Arbeidsnr.	25-12
	Dato	18.09
D	Arbeidsnr.	25-12
	Dato	18.09
E	Arbeidsnr.	25-12
	Dato	18.09
F	Arbeidsnr.	25-12
	Dato	18.09
G	Arbeidsnr.	25-12
	Dato	18.09
H	Arbeidsnr.	25-12
	Dato	18.09
I	Arbeidsnr.	25-12
	Dato	18.09
J	Arbeidsnr.	25-12
	Dato	18.09
K	Arbeidsnr.	25-12
	Dato	18.09
L	Arbeidsnr.	25-12
	Dato	18.09
M	Arbeidsnr.	25-12
	Dato	18.09
N	Arbeidsnr.	25-12
	Dato	18.09
O	Arbeidsnr.	25-12
	Dato	18.09
P	Arbeidsnr.	25-12
	Dato	18.09
Q	Arbeidsnr.	25-12
	Dato	18.09
R	Arbeidsnr.	25-12
	Dato	18.09
S	Arbeidsnr.	25-12
	Dato	18.09
T	Arbeidsnr.	25-12
	Dato	18.09
U	Arbeidsnr.	25-12
	Dato	18.09
V	Arbeidsnr.	25-12
	Dato	18.09
W	Arbeidsnr.	25-12
	Dato	18.09
X	Arbeidsnr.	25-12
	Dato	18.09
Y	Arbeidsnr.	25-12
	Dato	18.09
Z	Arbeidsnr.	25-12
	Dato	18.09

UTFØRTELSESKLASSE B
 BETONGKVAL B 350
 ARMRING K510, K640 S
 OVERDEKAL 25cm OG 30cm



SKJØTENE FORSKYVES, SLIK AT ANNEHVER STANG SKJØTES I SAMME TVERSNITT.

SKJØTARM, 7 Ø16-E7
OK+UK
6 Ø 16-E33

2 Ø12-E4 ERSTATTER 2 Ø8 (fra hver i disse søyler)

2 Ø12-E3
2 Ø12-E3
2 Ø12-E5

BØYLER Ø10:28-2-11E:28
2 Ø12-E5

SKJØTARM, 7 Ø16-E7
OK+UK
6 Ø 16-E33

140
300

35

SØYLE NR. 6 OG NR.11 (FORBINES MED TVERRGLER)

1:20

PLASSERING AV Ø10-E31 VED ENDET

Ø12-E31
Ø12-E32

7 Ø16-E2
7 Ø16-E2

TVERSNITT, STREKKBÅND
1:10

N.B. Ø10-E6 LEGGES NØYAKTIG SENTRISK I VEGGEN

3 Ø10-E6 GÅLK

E29

15 150

45

35

60

1:10

SØYLEVEGGER

1:10

Ø12-E29 er midlertidig for å sikre søylen. Brucims er sone1 for stifting av overbygningen. Hengsleres. De glansbetonen, utspikket, ender overfor utkjørløs stikk av de 1-2e master.

Ø12-E29
3 Ø10-E20
Ø12-E20-E31-E32
VED HVERT LAGER

Ø12-E29
E9
E9
E1

35

7 Ø16-E2 OK+UK
Ø12-E20-E31-E32

EKSTRA I TOPP OG FOT SØYLER

35

15 15

3 Ø10-E6 GALVANISERES
2 Ø12-E9
2 Ø12-E8
2 Ø12-E9
2 Ø12-E10
Ø12:15-7-E12-E27-BS
Ø12:18-E11-BS

05

35

45

50

60

1:20

SKJØTARMERING VED ENDE. 1:50

300
140

EKSTRA OK 6 Ø 16-E33

SKJØTARM 7 Ø16-E7 OK+UK

1:50

16

15

14

13

12

11

10

9

8

7

6

5

4

3

2

1

1:100

LENGDEARMERING I HVERT STREKKBÅND — OPPRISS

omfang ca 95 (min 80)

7 Ø16-E2
7 Ø16-E2

7 Ø16-E2
7 Ø16-E2

7 Ø16-E2
7 Ø16-E2

25-14

STATENS VEVESSEN
KOLLSTRØMMEN BRU
NORRLAND EIKE

ARMERING: Ks 40 Ks 40S

UTE KLASSE B
BETONGKVALITET B 350

Arbeidsplan

Plan
O.P. 1:50 1:50 1:50
Skala 1:50 1:50 1:50

ÅRS 1983 14-19-76

Arbeidshuset
NOSBY 1100
1100

Arbeidshuset
NOSBY 1100
1100

Arbeidshuset
NOSBY 1100
1100

ÅRS 1983 14-19-76

Arbeidshuset
NOSBY 1100
1100

ÅRS 1983 14-19-76

Arbeidshuset
NOSBY 1100
1100

ÅRS 1983 14-19-76

Arbeidshuset
NOSBY 1100
1100

ÅRS 1983 14-19-76

Arbeidshuset
NOSBY 1100
1100

ÅRS 1983 14-19-76

Arbeidshuset
NOSBY 1100
1100

ÅRS 1983 14-19-76

Arbeidshuset
NOSBY 1100
1100

ÅRS 1983 14-19-76

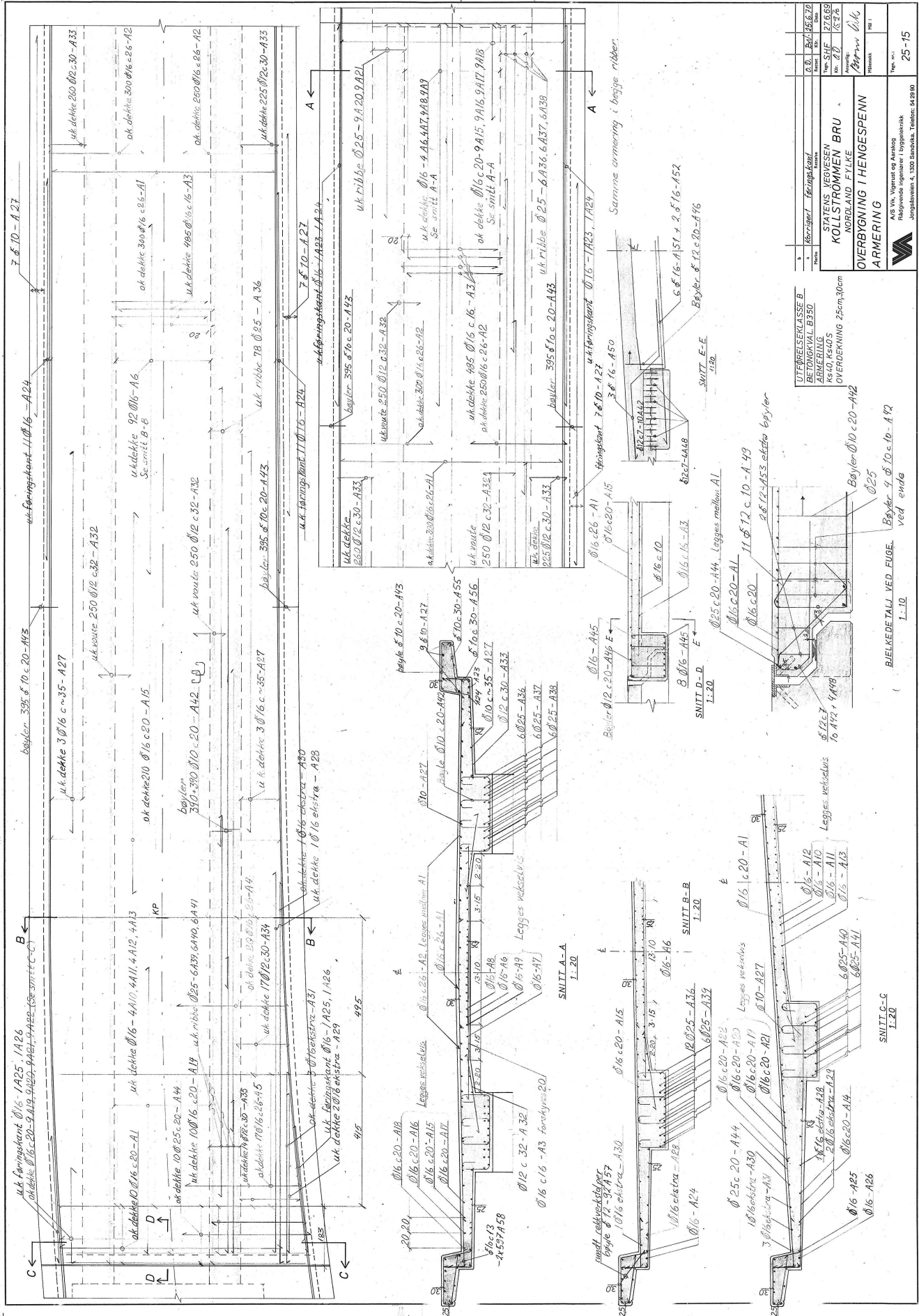
Arbeidshuset
NOSBY 1100
1100

ÅRS 1983 14-19-76

Arbeidshuset
NOSBY 1100
1100

ÅRS 1983 14-19-76

Arbeidshuset
NOSBY 1100
1100



Prosjekt	STATENS VESEVEN KOLLSTRØMMEN BRU NORRLAND FYLKE
Utarbeidet av	ARMERING
Revisjon	OVERBYGNING I HENGESPENN
Dato	25-15

UTFØRELSEKLASSE B
BETONGKVAL B350
ARMERING
Ks40, Ks40 S
OVERDEKNING 25cm-30cm

BØYER Ø10 c 20-A42
BØYER Ø10 c 10-A43
BØYER 9 Ø10 c 10-A42
ved ende

BLÅKEDETALLI VED FUGE
1:10

SNITT A-A
1:20

SNITT B-B
1:20

SNITT C-C
1:20

SNITT D-D
1:20

SNITT E-E
1:20

SNITT F-F
1:20

SNITT G-G
1:20

SNITT H-H
1:20

SNITT I-I
1:20

SNITT J-J
1:20

SNITT K-K
1:20

SNITT L-L
1:20

SNITT M-M
1:20

SNITT N-N
1:20

SNITT O-O
1:20

SNITT P-P
1:20

SNITT Q-Q
1:20

SNITT R-R
1:20

SNITT S-S
1:20

SNITT T-T
1:20

SNITT U-U
1:20

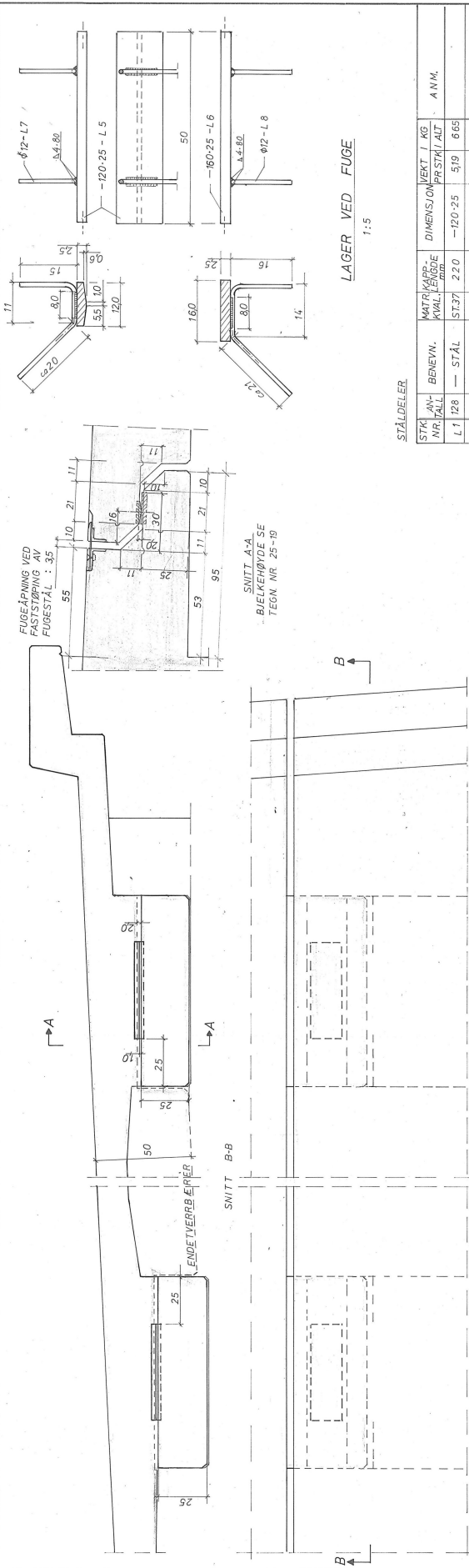
SNITT V-V
1:20

SNITT W-W
1:20

SNITT X-X
1:20

SNITT Y-Y
1:20

SNITT Z-Z
1:20

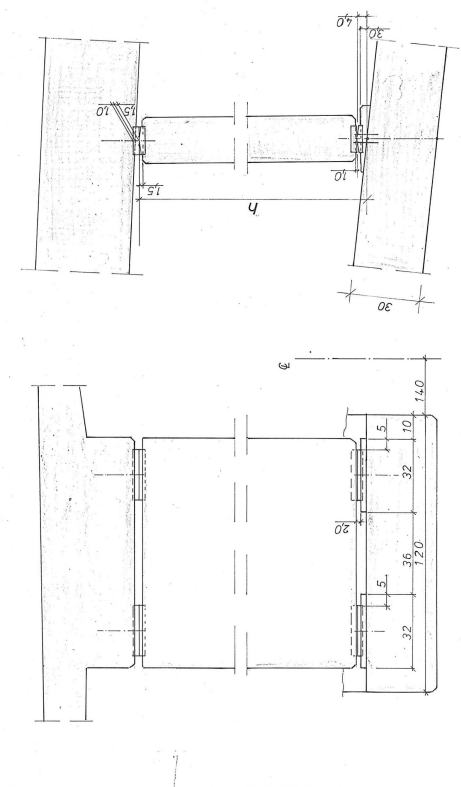


STÅLDELER

STÅL NR./TÅLL	ANV. BENEVN.	MATRIKAL- KVALITÄT	DIMENSION PR. STÅL	VEKT I KG	ANM.
L1	128	STÅL	ST.37 220	519	665
L2	128	STÅL	ST.37 220	519	665
L3	128	Ø STÅL	140 Ø 36	112	143 SVEISES TIL L1
L4	512	Ø STÅL	K40S 400 Ø 12	935	182 SVEISES TIL L2
L5	2	STÅL	ST.37 500	118	24 SVEISES TIL L1
L6	2	STÅL	ST.37 500	118	24 SVEISES TIL L5
L7	4	Ø STÅL	K40S 450 Ø 12	940	2 SVEISES TIL L5
L8	4	Ø STÅL	K40S 450 Ø 12	940	2 SVEISES TIL L6

SUM : 1715 kg

DETALJER VED DILATATIONSFUJE 1:10

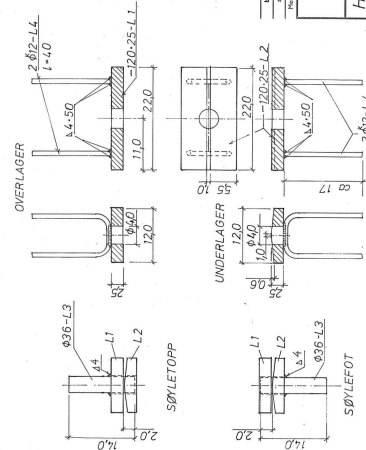


DETALJER FOR VEGGSØYLER 1:10

LAGER VED FUGE 1:5

STÅLDELER

STÅL NR./TÅLL	ANV. BENEVN.	MATRIKAL- KVALITÄT	DIMENSION PR. STÅL	VEKT I KG	ANM.
L1	128	STÅL	ST.37 220	519	665
L2	128	STÅL	ST.37 220	519	665
L3	128	Ø STÅL	140 Ø 36	112	143 SVEISES TIL L1
L4	512	Ø STÅL	K40S 400 Ø 12	935	182 SVEISES TIL L2
L5	2	STÅL	ST.37 500	118	24 SVEISES TIL L1
L6	2	STÅL	ST.37 500	118	24 SVEISES TIL L5
L7	4	Ø STÅL	K40S 450 Ø 12	940	2 SVEISES TIL L5
L8	4	Ø STÅL	K40S 450 Ø 12	940	2 SVEISES TIL L6



LAGERDELER 1:5

LAGER FOR VEGGSØYLER 1:5

STÅL NR./TÅLL	ANV. BENEVN.	MATRIKAL- KVALITÄT	DIMENSION PR. STÅL	VEKT I KG	ANM.
L1	128	STÅL	ST.37 220	519	665
L2	128	STÅL	ST.37 220	519	665
L3	128	Ø STÅL	140 Ø 36	112	143 SVEISES TIL L1
L4	512	Ø STÅL	K40S 400 Ø 12	935	182 SVEISES TIL L2
L5	2	STÅL	ST.37 500	118	24 SVEISES TIL L1
L6	2	STÅL	ST.37 500	118	24 SVEISES TIL L5
L7	4	Ø STÅL	K40S 450 Ø 12	940	2 SVEISES TIL L5
L8	4	Ø STÅL	K40S 450 Ø 12	940	2 SVEISES TIL L6

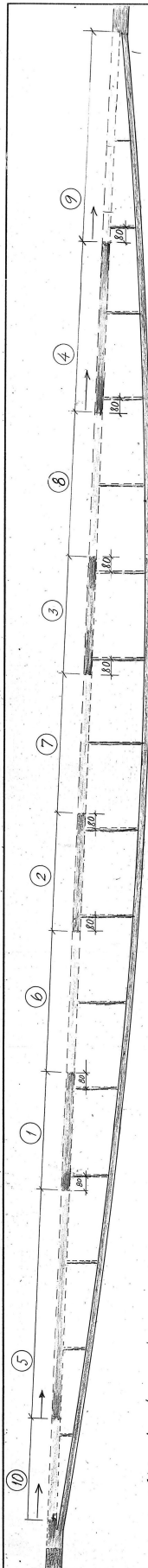
STÅL NR./TÅLL	ANV. BENEVN.	MATRIKAL- KVALITÄT	DIMENSION PR. STÅL	VEKT I KG	ANM.
L1	128	STÅL	ST.37 220	519	665
L2	128	STÅL	ST.37 220	519	665
L3	128	Ø STÅL	140 Ø 36	112	143 SVEISES TIL L1
L4	512	Ø STÅL	K40S 400 Ø 12	935	182 SVEISES TIL L2
L5	2	STÅL	ST.37 500	118	24 SVEISES TIL L1
L6	2	STÅL	ST.37 500	118	24 SVEISES TIL L5
L7	4	Ø STÅL	K40S 450 Ø 12	940	2 SVEISES TIL L5
L8	4	Ø STÅL	K40S 450 Ø 12	940	2 SVEISES TIL L6

STÅL NR./TÅLL	ANV. BENEVN.	MATRIKAL- KVALITÄT	DIMENSION PR. STÅL	VEKT I KG	ANM.
L1	128	STÅL	ST.37 220	519	665
L2	128	STÅL	ST.37 220	519	665
L3	128	Ø STÅL	140 Ø 36	112	143 SVEISES TIL L1
L4	512	Ø STÅL	K40S 400 Ø 12	935	182 SVEISES TIL L2
L5	2	STÅL	ST.37 500	118	24 SVEISES TIL L1
L6	2	STÅL	ST.37 500	118	24 SVEISES TIL L5
L7	4	Ø STÅL	K40S 450 Ø 12	940	2 SVEISES TIL L5
L8	4	Ø STÅL	K40S 450 Ø 12	940	2 SVEISES TIL L6

STÅL NR./TÅLL	ANV. BENEVN.	MATRIKAL- KVALITÄT	DIMENSION PR. STÅL	VEKT I KG	ANM.
L1	128	STÅL	ST.37 220	519	665
L2	128	STÅL	ST.37 220	519	665
L3	128	Ø STÅL	140 Ø 36	112	143 SVEISES TIL L1
L4	512	Ø STÅL	K40S 400 Ø 12	935	182 SVEISES TIL L2
L5	2	STÅL	ST.37 500	118	24 SVEISES TIL L1
L6	2	STÅL	ST.37 500	118	24 SVEISES TIL L5
L7	4	Ø STÅL	K40S 450 Ø 12	940	2 SVEISES TIL L5
L8	4	Ø STÅL	K40S 450 Ø 12	940	2 SVEISES TIL L6

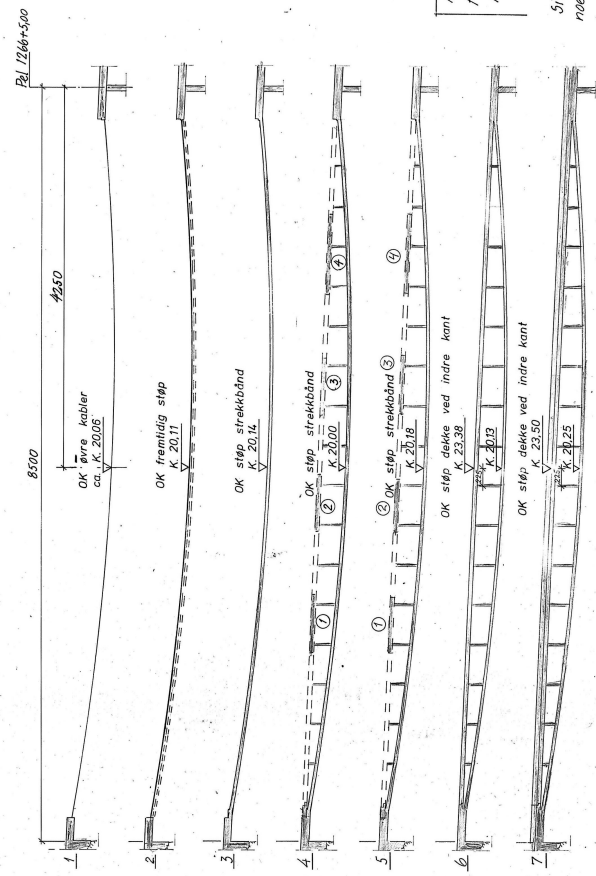
STÅL NR./TÅLL	ANV. BENEVN.	MATRIKAL- KVALITÄT	DIMENSION PR. STÅL	VEKT I KG	ANM.
L1	128	STÅL	ST.37 220	519	665
L2	128	STÅL	ST.37 220	519	665
L3	128	Ø STÅL	140 Ø 36	112	143 SVEISES TIL L1
L4	512	Ø STÅL	K40S 400 Ø 12	935	182 SVEISES TIL L2
L5	2	STÅL	ST.37 500	118	24 SVEISES TIL L1
L6	2	STÅL	ST.37 500	118	24 SVEISES TIL L5
L7	4	Ø STÅL	K40S 450 Ø 12	940	2 SVEISES TIL L5
L8	4	Ø STÅL	K40S 450 Ø 12	940	2 SVEISES TIL L6

STÅL NR./TÅLL	ANV. BENEVN.	MATRIKAL- KVALITÄT	DIMENSION PR. STÅL	VEKT I KG	ANM.
L1	128	STÅL	ST.37 220	519	665
L2	128	STÅL	ST.37 220	519	665
L3	128	Ø STÅL	140 Ø 36	112	143 SVEISES TIL L1
L4	512	Ø STÅL	K40S 400 Ø 12	935	182 SVEISES TIL L2
L5	2	STÅL	ST.37 500	118	24 SVEISES TIL L1
L6	2	STÅL	ST.37 500	118	24 SVEISES TIL L5
L7	4	Ø STÅL	K40S 450 Ø 12	940	2 SVEISES TIL L5
L8	4	Ø STÅL	K40S 450 Ø 12	940	2 SVEISES TIL L6



Støpeplan for overbygningen
 ○ angir rekkefølgen for avsettene.
 Alternative støpeplaner er mulige, hvis de oppfylter kravene i beskrivelsen.

OPPRISS
 1:100



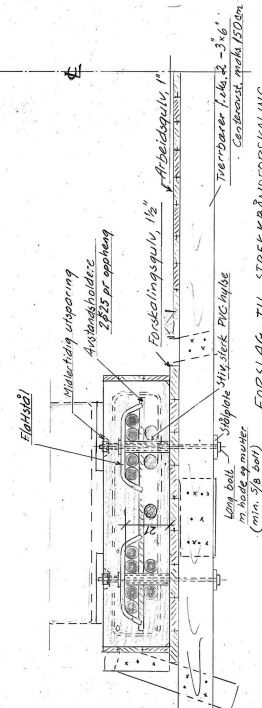
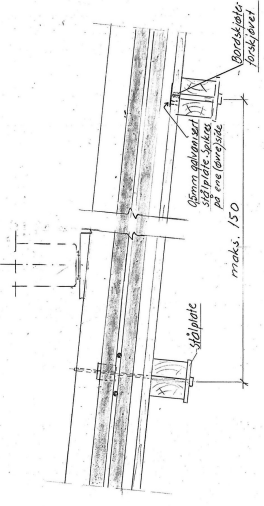
Pkt. 1266+500

Nærmere spesifikasjoner for oppspenningen er gitt på tegn. nr. 25-26.

Siste (3.) oppspenningstrinn er noe justert i forhold til det som her er angitt. Se egen beskrivelse, datert 24/5-71.

TRINNVIS BYGGING AV HENGESPENN

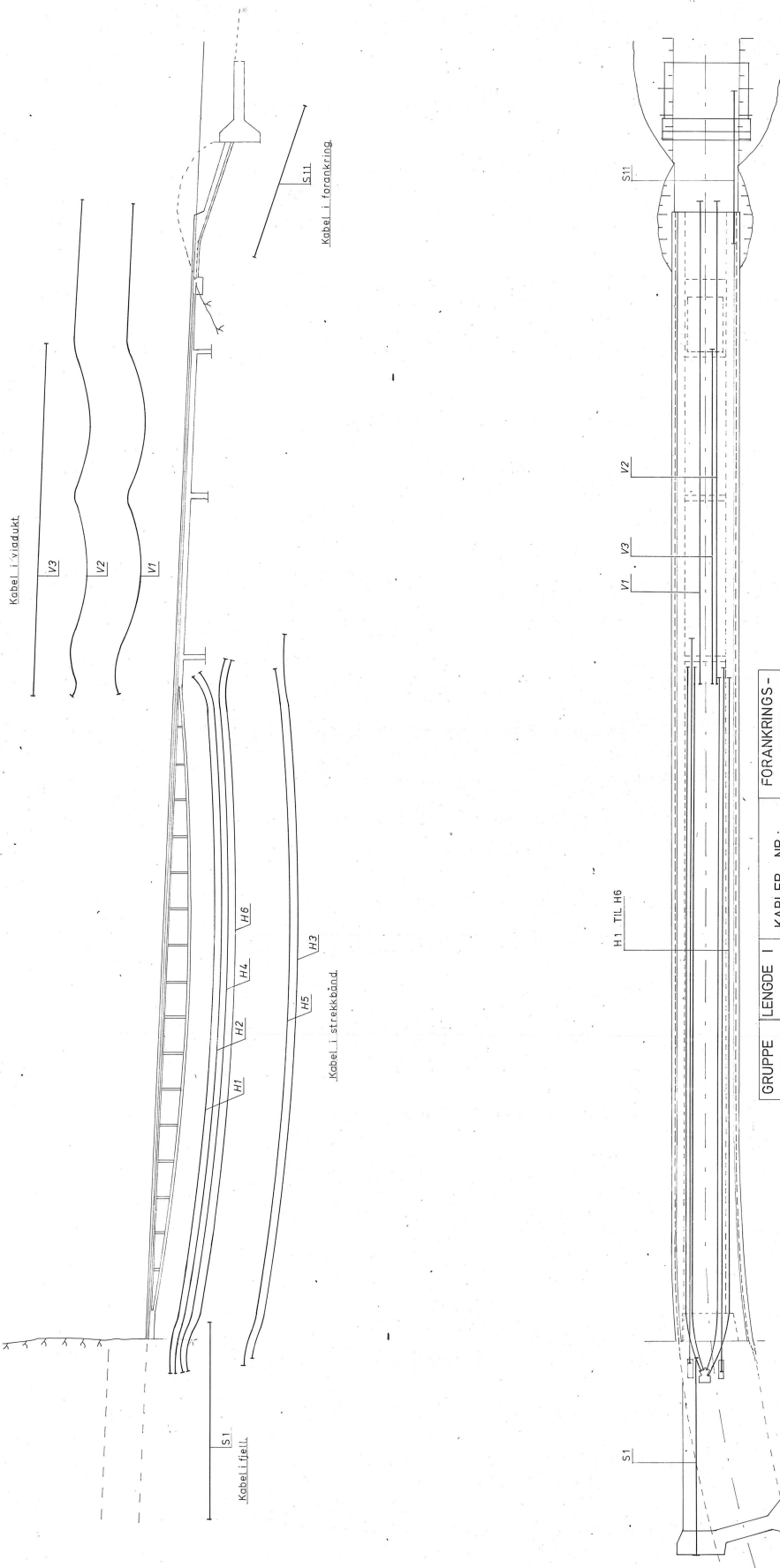
1. Spennemønstret monteret og skrammet til ønsket plynghet.
2. Samtlige kabler monteret strekkbåndforordning og sløkk armoring.
3. Ferdig støpt strekkbånd og Oppsett 1. Trinn: Spennkraft: 750 MP pr bånd (ved under-hald)
4. Delvis støpt overbygning, for neste oppspenning
5. Delvis støpt overbygning og Oppsett 2. Trinn: Tillegg i spennkraft ca. 400 MP pr bånd.
6. Ferdig overbygning med sidekanter etc. forskalling fjernet.
7. Oppsett 3. Trinn: Tillegg i spennkraft ca. 530 MP pr bånd.



FORSLAG TIL STREKKBÅND-FORSKALLING

1:10

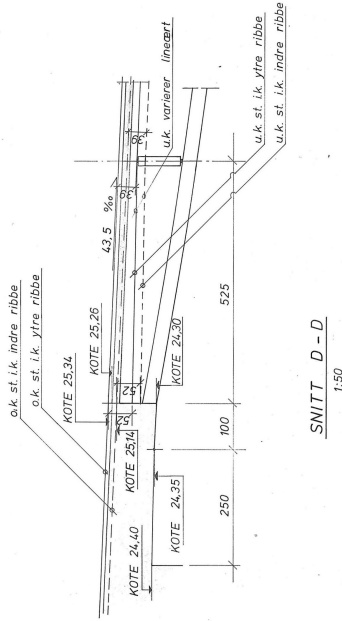
STATENS VEVESSEN	
KOLLSTRÖMMEN BRU	
NORDLAND FYLKE	
STREKKBÅND I HENGESPENN	
MONTASJE	
RIS VÅ, Vegvesen og Aurovig	
Jørgenstadsveien 1, 2025 Sarvik, Saltdalen 62 89 90	
Type: 25-17	



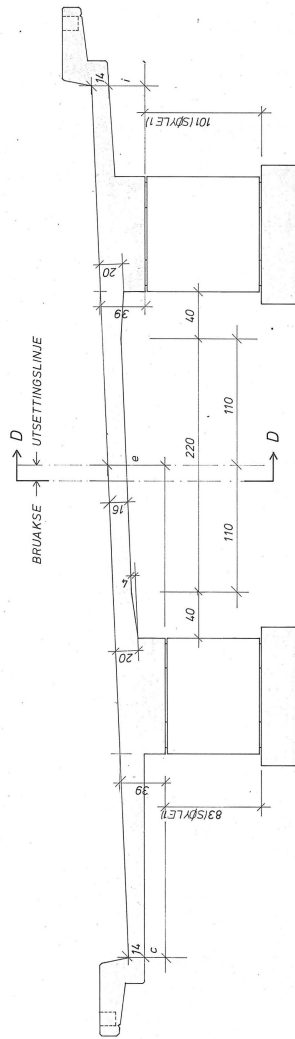
GRUPPE NR.	LENGDE I CM.	KABLER NR.:	FORANKRINGS-TYPER
S1	2835	1 TIL 26	R 137 og Fk 137
S11	1940	1 TIL 26	R 137 og Fk 137
H1	8640	1 TIL 6	2 stk. R 137
H2	8735	7,8,11 OG 12	2 stk. R 137
H3	8845	13 TIL 20	2 stk. R 137
H4	9165	9 OG 10	2 stk. R 137
H5	9300	21 TIL 24	2 stk. R 137
H6	9375	25 OG 26	2 stk. R 137
V1	5820	1,4-8,10-17, 20-24 OG 26	R 137 og Fk 137
V2	5840	2,3,9,16,19 OG 25	R 137 og Fk 137
V3	4130	27,28 OG 29	R 68 og Fk 68

MERK: FOR GRUPPER H1 TIL H6 ER DET I ANGITTE LENGDER MEDREGNET +50 CM OVERLENDE FOR TILPASNING.

gjennført	02.08.2018
korrigert	02.08.2018
Revisjon	Rev. 3
Dato	27.8.2018
Prosjekt	STATENS VERSEEN KOLLSTROMMEN BRU NORDLAND FYLKE
Spenningsnr.	Spenningsnr. 1:250
Fig. nr.	25-18
Arbeidsnr.	1309 Stensvik, Telefon: 62 29 90

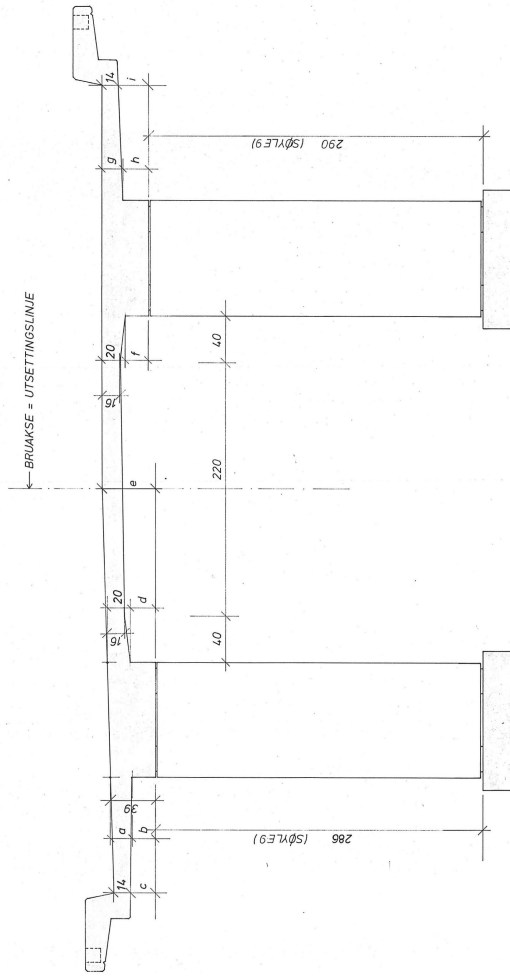


VED SØYLE	STØRRELSENE [se snitt C-C] i cm										
	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k
1	22	17	17,5	23,5	50	19	17	26,5	39		
2	21	18	19,5	23	49	19	17	26	32,5		
3	20	19	21	22,5	47,5	19	18	24	31,5		
4	19	20	22	22	46	19	18	24	30,5		
5	18	21	22,5	21	44,5	19	18	23	29,5		
6	18	21	23,5	21	43,5	19	18	23	28,5		
7	18	21	23,5	21	43,5	19,5	18	22,5	27,5		
8	18	21	23,5	21	43,5	20	18	22,5	27		
9	18	21	23,5	21	43,5	20	18	22	26		
10	18	21	23,5	21	43,5	20,5	18	21	24,5		
11	18	21	23,5	21	43,5	21	18	21	24		
12	18	21	23,5	21	43,5	21	18	21	23,5		
13	18	21	23,5	21	43,5	21	18	21	23,5		
14	18	21	23,5	21	43,5	21	18	21	23,5		
15	18	21	23,5	21	43,5	21	18	21	23,5		
16	18	21	23,5	21	43,5	21	18	21	23,5		
VED FUGE	24	15	14,5	24	51,5	19	16	28	33		



TVERRSNITT B-B

1:20
GJELDER FRA SØYLE 1
TIL SØYLE 6

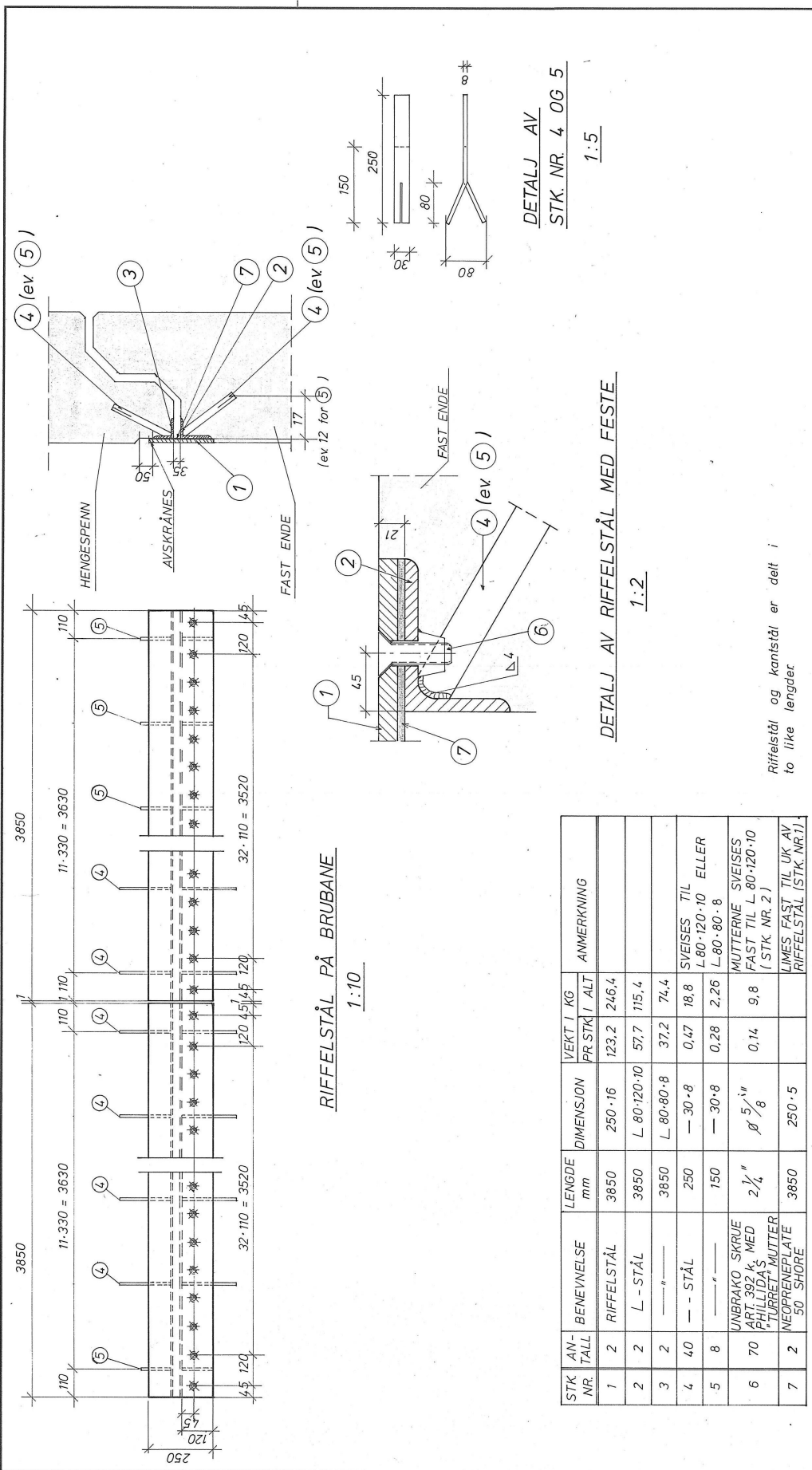


TVERRSNITT C-C

1:20
GJELDER FRA SØYLE 7
TIL SØYLE 11

UTVEKL. B
BETONGE
KVAL. B 350
Dimaks 38mm
POREVOLUM ca. 4 %

År	2013	År	2013
Måned	Desember	Måned	Desember
Prosjekt	STATENS VEGVESSEN	Prosjekt	STATENS VEGVESSEN
Oppdragsnr.	KOLLSTRØMMEN BRU	Oppdragsnr.	KOLLSTRØMMEN BRU
Oppdragsnavn	NORDLAND FUGE	Oppdragsnavn	NORDLAND FUGE
Oppdragsleder	FORMTEGNING HOVEDSPENN	Oppdragsleder	FORMTEGNING HOVEDSPENN
Oppdragsnr.	SNITT FRA TEGN NR. 25-13	Oppdragsnr.	SNITT FRA TEGN NR. 25-13
Oppdragsnavn	AS Vix, Vignetat og ansvar	Oppdragsnavn	AS Vix, Vignetat og ansvar
Oppdragsnr.	Oppdragsnr. i Vignetat	Oppdragsnr.	Oppdragsnr. i Vignetat
Oppdragsnavn	Jongblaven 4, 1200 Sandvika, Telf: 02 99 89	Oppdragsnavn	Jongblaven 4, 1200 Sandvika, Telf: 02 99 89
Oppdragsnr.	25-19	Oppdragsnr.	25-19



RIFFELSTÅL PÅ BRUBANE
1:10

DETALJ AV RIFFELSTÅL MED FESTE
1:2

STK NR	AN-TALL	BENEVNELSE	LENGDE mm	DIMENSJON	VEKT I KG		ANMERKNING
					PR STK	ALT	
1	2	RIFFELSTÅL	3850	250 · 16	123,2	246,4	
2	2	L - STÅL	3850	L 80 · 120 · 10	57,7	115,4	
3	2	"	3850	L 80 · 80 · 8	37,2	74,4	
4	40	- - STÅL	250	- 30 · 8	0,47	18,8	SVEISES TIL L 80 · 120 · 10 ELLER L 80 · 80 · 8
5	8	"	150	- 30 · 8	0,28	2,26	
6	70	UNBRAKO SKRUE MUTTER TUBERPLATE	2 1/4"	Ø 5 1/8"	0,14	9,8	MUTTERNE SVEISES FAST TIL L 80 · 120 · 10 (STK NR. 2)
7	2	NEOPRENEPLATE	3850	250 · 5			LIMES FAST TIL UK AV RIFFELSTÅL (STK. NR. 1)

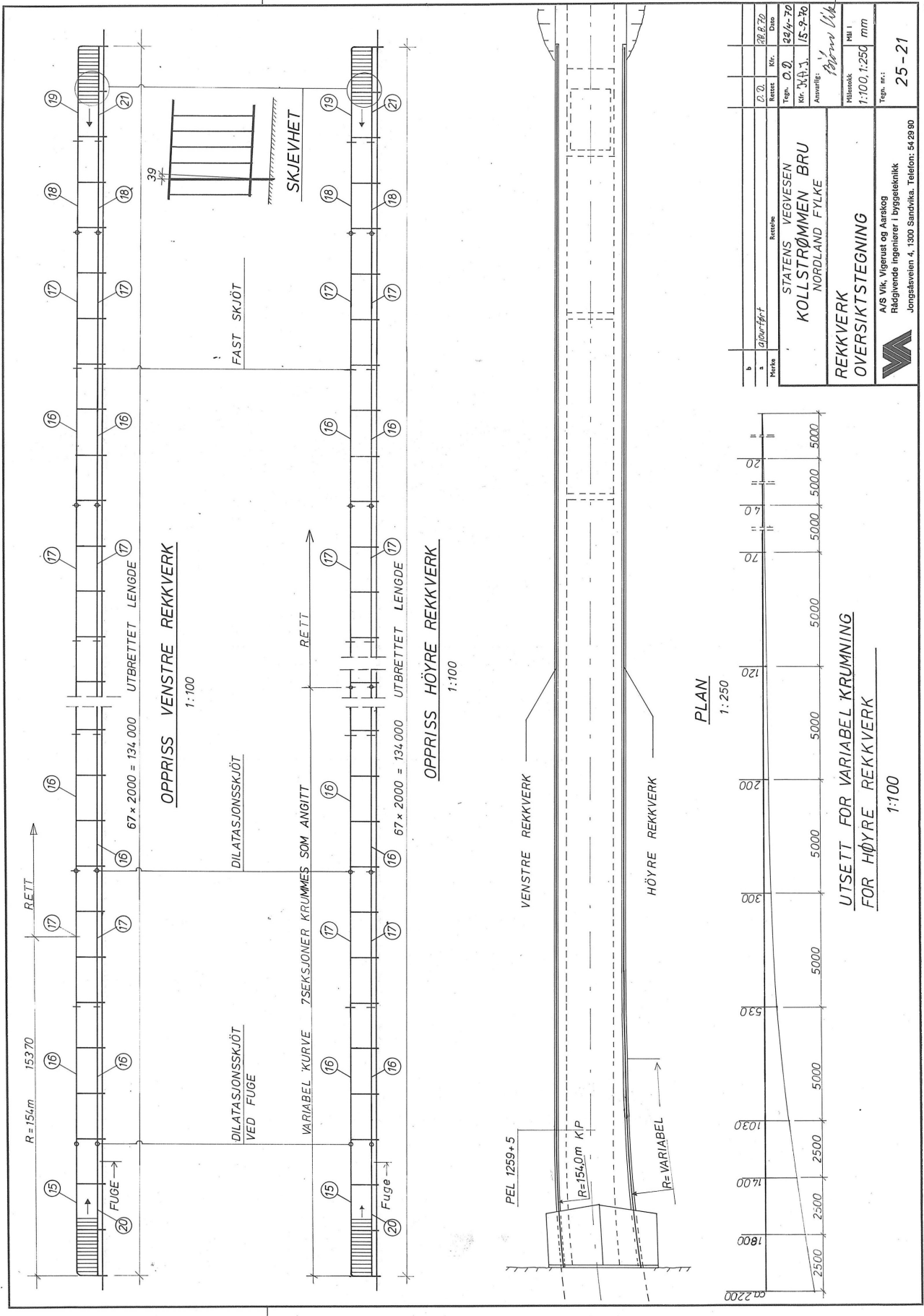
SAMLET STÅLVEKT: 467,1 KG

MATERIALE: ST. 37

Riffelstål og kantstål er delt i to like lengder.

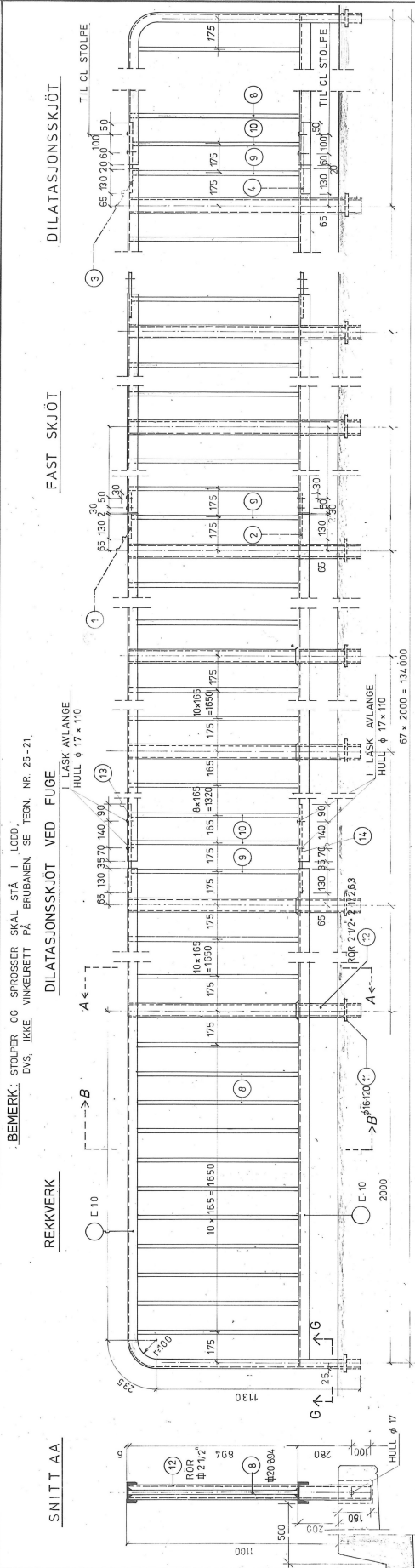
Alle deler skal etter at de er sammensveiset rengjøres grundig og påføres min. 700 g sink ved dypping i sinkbad

Revisjon	Kfr.	Dato
1		09-07-20
STATENS VEGVESEN		
KOLLSTRØMMEN BRU		
NORDLAND FYLKE		
Anvandler: <i>Per Arne Vik</i>		
Målestokk	Mål 1	mm
1:2, 1:5, 1:10		
Tegn. nr.:		25-20
AVS Vik, Vigerust og Aarskog Rådgivende ingeniører i byggeteknikk Jongsåsveien 4, 1300 Sandvika. Telefon: 542980		



Rekke		D. 2.		28.8.70	
a	gjørings	Rekke	Nr.	Dato	
STATENS VEGVESEN			Kr.	22/4-70	
KOLLSTRØMMEN BRU			Kr.	15-9-70	
NORDLAND FYLKE			Ansv.	A. Vik	
REKKVERK			Skisse	1:100, 1:250 mm	
OVERSIKTSTEGNING			Tege. nr.:	25-21	
A/S Vik, Vigenstet og Aarskog			Jongsåsveien 4, 1300 Sandvika, Telefon: 54 29 90		

A.2.



BEMERK: STØPER OG SPROSSER SKAL STÅ I LODD. DVS. IKKE VINKLETT PÅ BRUGEN, SE TEKN. NR. 25-21.

REKKVERK

DILATASJONSSKJÖT VED FUGE

FAST SKJÖT

DILATASJONSSKJÖT

SNITT B-B M.1.2.

SNITT C-C OG D-D M.1.2.

FAST SKJÖT M.1.5.

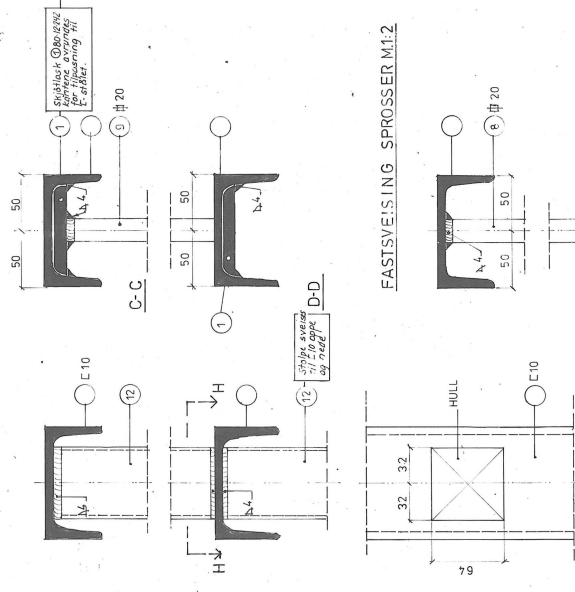
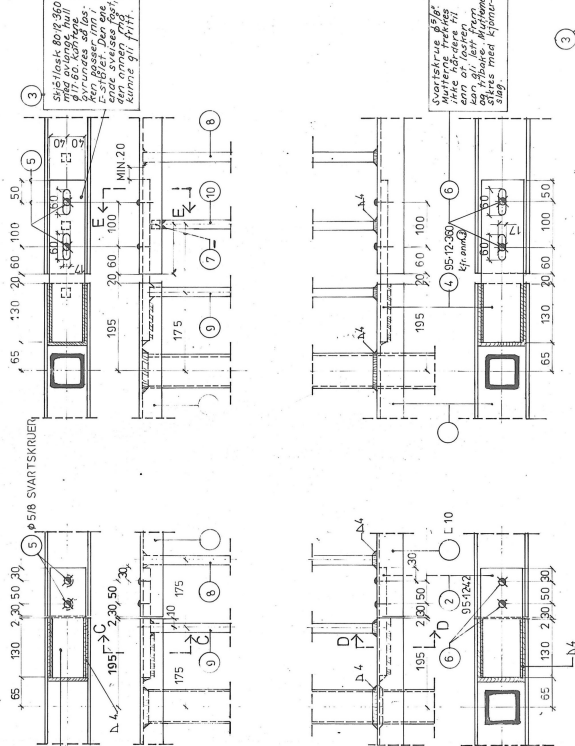
DILATASJONSSKJÖT M.1.5.

MATERIELLISTE

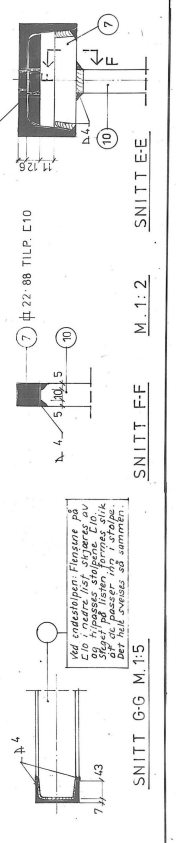
PROSJEKT NR./TALL	BENEVNELSE	LENGDE	DIMENSJONER	VEKT I KG	ANMERKNING
1 11	FLÅTSTÅL	24,2	80-12	754	182 200 VED FAST SKJÖT
2 11	—	24,2	75-12	706	217 23,9
3 10	—	360	80-42	754	271 27,1 VED DILATASJONSSKJÖT
4 10	—	360	75-12	706	322 32,2
5 44	SVARTSKRUE	35	φ 5/8"	015	6,6 M.FORS.HODE GI-19
6 44	—	35	—	015	6,6 M.RUNDT GI-19
7 12	FIK STÅL	84	φ 22	380	0,33 4,0 TILPASSES C-10
8 703	SPROSSER	854	φ 20	314	2,81 19,54
9 22	—	882	—	314	2,77 60,9 VED SKJÖTENNE
10 12	—	850	—	314	2,67 32,0 V DILATASJONSSKJÖT
11 68	RUNDSTÅL	120	φ 16	1,576	019 12,8
12 65	STØLPER	1274	φ ROR 212	1,06	1350 86,0 F.IRK.ROR 212 V.12
13 1	FLÅTSTÅL	465	80-12	754	351 3,5 DILSKJÖT V.FUGE
14 1	—	465	75-12	706	328 3,3
15 1	C-STÅL	7000	C 10	10,6	74,3 74,3 ØVRE OG NEDRE LIST
16 20	—	5998	—	—	63,6 122,3 ØVRE OG NEDRE LIST
17 20	—	3989	—	—	63,4 126,8
18 2	—	—	—	—	42,4 84,8
19 1	—	5435	—	—	57,8 57,8 ØVRE LIST, ENDE
20 1	—	5788	—	—	61,4 61,4 NEDRE LIST, ENDE
21 1	—	423	—	—	44,7 44,7

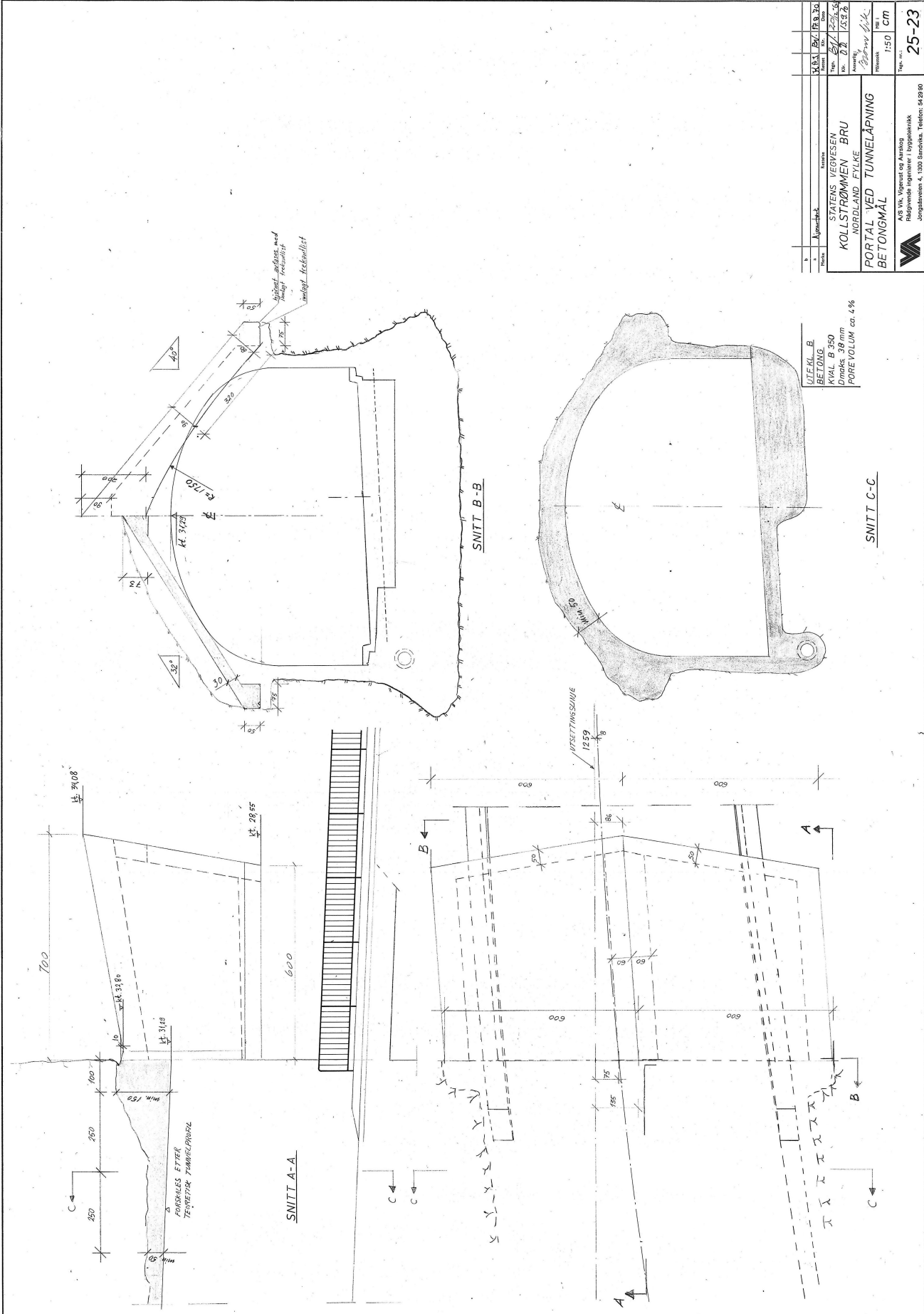
ANMERKNING
REKKVERKET SVEISES SAMMEN I SEKSJONER PÅ FELTER I VERKSTEDET.
SEKSJONER SOM HAR "LÅTT SE" UNDER SVEISINGEN RETTES OPP. OPPRETNING OG SANDBLÅSING AV SVEISE-PUNKTENE MÅ FORETAS FOR VARM GALVANISERINGEN.

SVARTSKRUE OG SVARTSKRUEHODE
ALLE HODENE SKAL
VÆRE AV ELEVATIONEN
AV ROR 212 V.12
SVARTSKRUE OG
SVARTSKRUEHODE
SKAL SVISES
SAMMEN I SEKSJONER
PÅ FELTER I
VERKSTEDET.

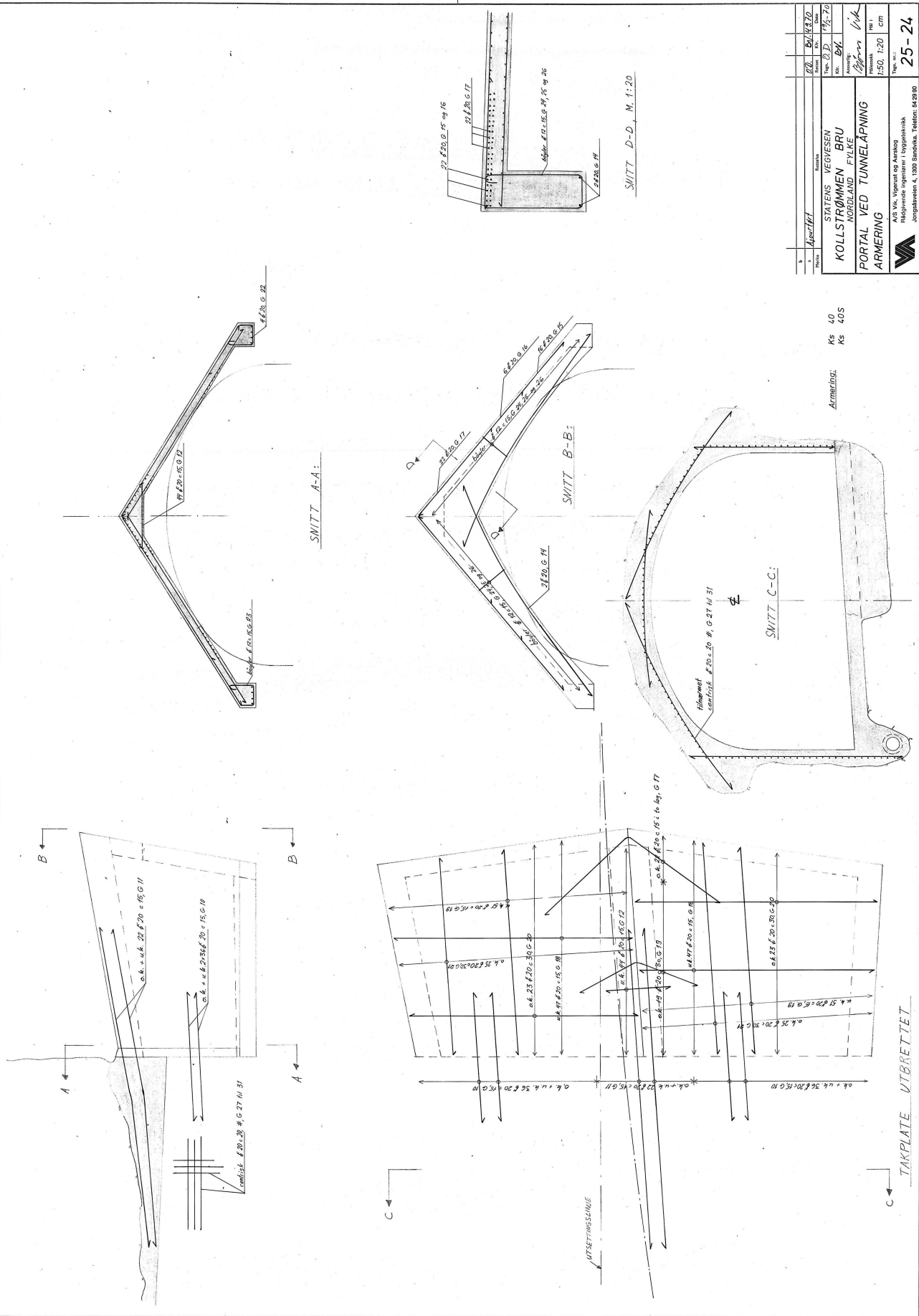


STATENS KOLLSTRØMMEN BRU	STATENS REGJERINGEN	STATENS KOLLSTRØMMEN BRU
NORBLAND FYLKE	REGJERINGEN	STATENS KOLLSTRØMMEN BRU
REKKVERK	REGJERINGEN	STATENS KOLLSTRØMMEN BRU
AS Utvikling og Planlegging Rådgivende ingeniører i byggteknikk Jørgenavågen 4, 1300 Sandnes, Telefon 942090		
Tegning nr. 25-21		25-22





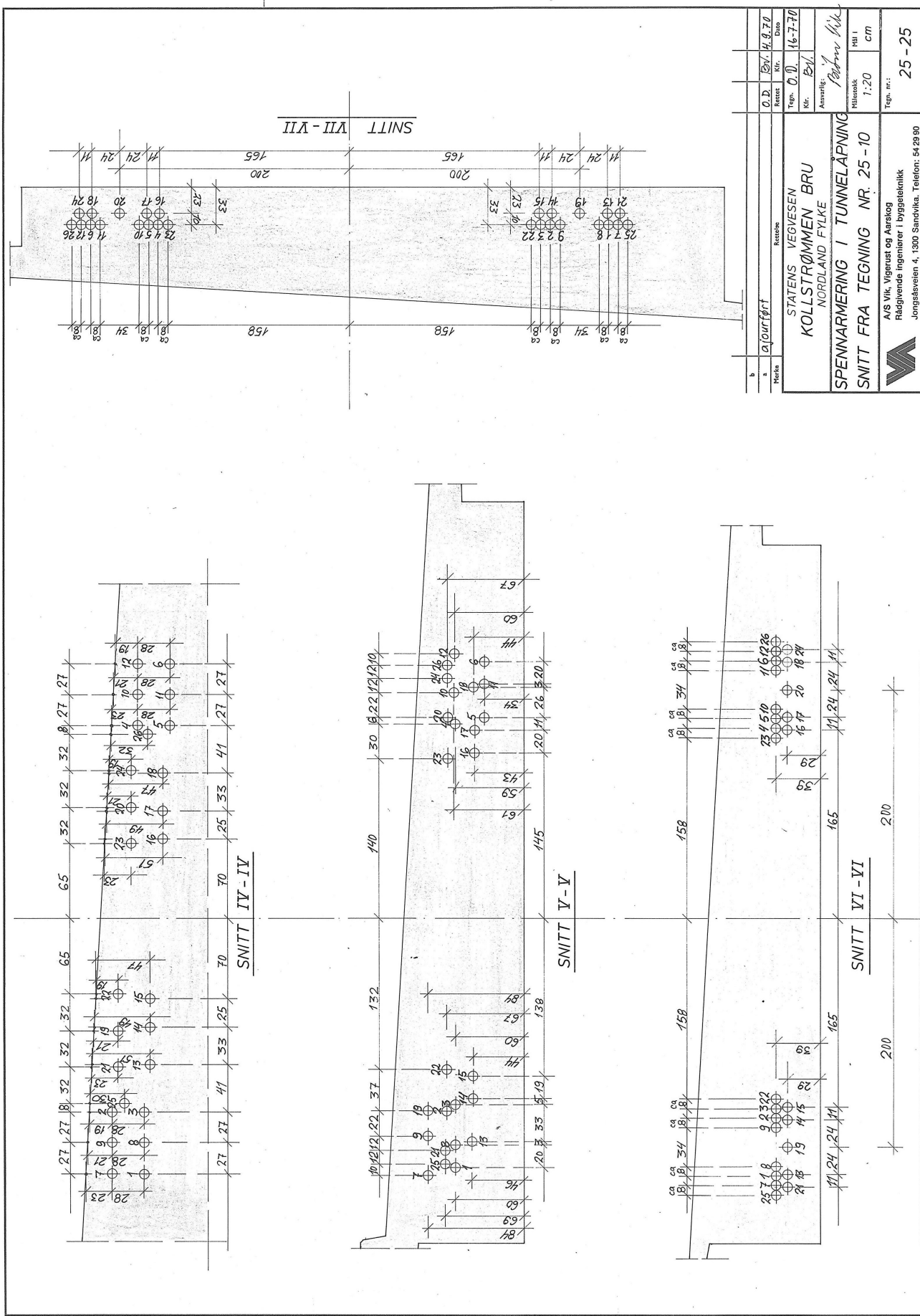
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Prosjekt		Statens Vegvesen KOLLSTRØMEN BRU				Type		B. B.	Bl. 25
Kommune		NORDLAND FYLKE				Type		B. B.	Bl. 25
Bygghet		PORTAL VED TUNNELÅPNING				Type		B. B.	Bl. 25
Arkitekt		BETONGMÅL				Type		1:50	CM
Prosjektleder						Type		25-23	
<small>A/S Via, Vigeland og Anrskog Høgskoleingeniør i Byggesjønnet Jørgenstuveien 4, 1380 Sandness. Telefon: 54 29 80</small>									



Prosjekt		Statens Vegvesen	
Type		KOLLSTRØMMEN BRU	
Type Ø.D.		NORDLAND FYLKE	
No.		PORTAL VED TUNNELÅPNING	
Arbeid		ARMERING	
Prosjektant		Vek	
Skala		1:50, 1:20, 1:20	
Type no.		25-24	

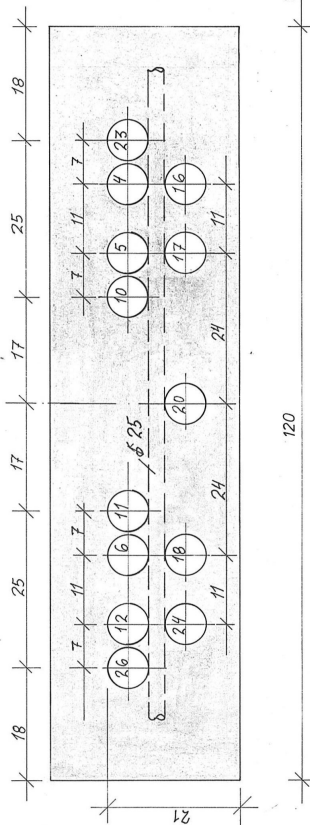
Armering: K5 40, K5 40S

TAKPLATE UTBRETTET

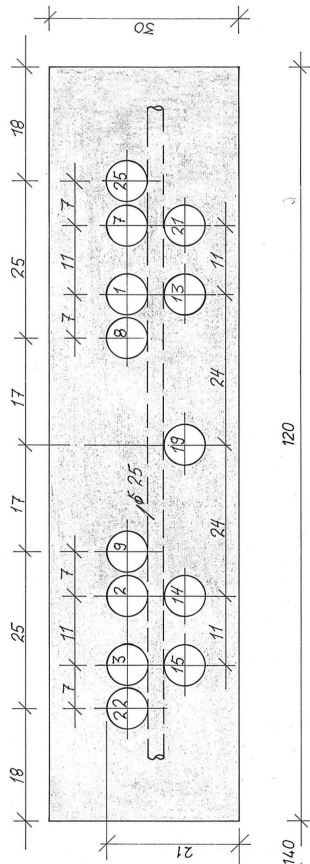


P	1	2	Ajourført	Revisje	O.D.	14.9.70	Dato
					Revisert	Kif.	16-7-70
					Tegn.	0.0	16-7-70
					Kif.	B.v.	
					Annerligg.	Petter Vik	
					Filleskikk	1:20	Mil 1
					Tegn. nr.:	25 - 25	
					STATENS VEGVESEN KOLLSTRØMMEN BRU NORDLAND FYLKE		
					SPENNARMERING I TUNNELÅPNING		
					SNITT FRA TEGNING NR. 25 - 10		
					A/S Vik, Vigerust og Aarskog Rådgivende ingeniører i byggesak Jongsåveien 4, 1300 Sandvika. Telefon: 54 29 90		

UTSETTINGSLINJE



TVERRSNITT BEGGE STREKKBÅND
SETT MOT TUNNEL
1:5



OPPSPENNINGSPLAN FOR KABELER I HENGESPENNI.
FØLGENDE KABELER SKAL SPENNES OPP PÅ TUNNELSIDEN (2*7*14 STR.):
NR.: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19 OG 20
DE ØVRIGE SPENNES OPP PÅ VIADUKTSIDEN (2*6*12 STR.):
NR.: 9, 10, 21, 22, 23, 24, 25 OG 26.
SAMTLIGE KABELER HAR EN MÅKSNOM TILLATT SPENNKRAFT $S = 137 \text{ MP}$,
OG ET TILHØRENDE KABELRØR MED UTVENDIG DIAMETER = 66 MM.

DET FORUTSETTES OPPSPENNING I TRE TRINN:

TRINN 1: ETTER UTSTØPING OG HEDDING AV BEGGE STREKKBÅND.
FØLGENDE KABELER SPENNES OPP MED $S = 125 \text{ MP}$ PÅ KABEL NR: 21, 22, 23, 24, 26 OG 25.
FØLGENDE KABELER SPENNES OPP MED $S = 135 \text{ MP}$ PÅ KABEL NR: 9, 10, 13, 14, 17 OG 18.
KABELER NR. 21, 22, 23, 24, 26, 25 OG 10 SPENNES OPP PÅ VIADUKTSIDEN, NR. 13, 14, 17 OG 18
ETTER OPPSPENNING INJISERES KABELKANALENE SMAREST.

TRINN 2: ETTER STØPING AV SØYLER SAMT FEEDING FØRSGÅLING OG
ARBEIDING AV BRØYRANE
FØLGENDE KABELER SPENNES OPP MED $S = 137 \text{ MP}$ PÅ KABEL:
NR.: 2, 4, 7, 12, 19 OG 20.

SAMTLIGE KABELER ER AKTIVE DIVS. SPENNES OPP PÅ TUNNELSIDEN.
ETTER OPPSPENNING INJISERES KABELKANALENE SMAREST.

TRINN 3: ETTER FULLFØRT UTSTØPING AV HELE BRØYRANE.
FØLGENDE KABELER SPENNES OPP MED $S = 150 \text{ MP}$ PÅ KABEL:
NR.: 1, 3, 5, 6, 8, 15, 11 OG 16.

SAMTLIGE 8 KABELER ER AKTIVE, DIVS. SPENNES OPP PÅ TUNNELSIDEN.
ETTER OPPSPENNING INJISERES KABELKANALENE SMAREST.

DEN NØYAKTIGE VERDI AV SPENNKRAFTEN FOR TRINN 3
VIL BLI AVPASSET SLIK AT OVERBYGNINGEN FÅR SÅVIDT
MULIG DEN FORESKREVNE HØYDE MIDT I SPENNET. SE TEGN. NR. 25-17
FOR TRINN 1 OG 2 GJELDER FØLGENDE:

HVIS KOTEHØYDEN MIDT I SPENNET AVVIKER HØYST $\pm 3 \text{ CM}$ FRÅ ANGITTE
VERDI PÅ TEGN NR. 25-17, BEHOLDES DE FORESKREVNE SPENNKRAFTER.
HVIS KOTEHØYDEN MIDT I SPENNET AVVIKER MER ENN $\pm 3 \text{ CM}$, MEN HØYST
 $\pm 5 \text{ CM}$, SPENNES DET OPP SLIK AT KOTEHØYDENE BLIR SOM ANGITTE.
HVIS AVVIKET ER STØRRE ENN $\pm 5 \text{ CM}$, SKAL KONTROLLØREN VARSLES
FØR OPPSPENNINGEN KAN FORTSETTE.

NB: KABLENE SPENNES OPP I DEN REKKEFØLGE
SOM DE ER NEVNT I UNDER TRINN 1, 2 OG 3.

ANM.: KABEL NR. 10 KAN SPENNES
FØR NR. 25 OG 9.

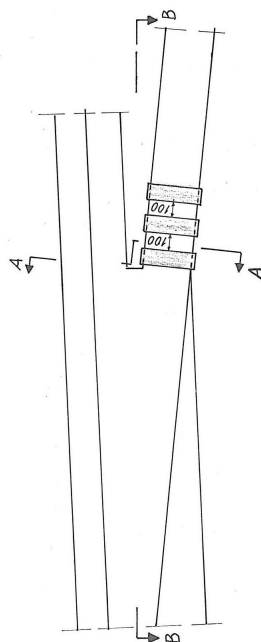
Prosjekt	Korrigert oppspenningsplan	
	a	Ajourført
Revisjon	Rev. nr.	0.0
	Dato	28.11.17
Tegn.	Kr.	0.0
	Rev. nr.	0.0
Ansvarende	Kr.	0.0
	Rev. nr.	0.0
Målestokk	1:5	cm
	Tegn. nr.: 25-26	

SISTE OPPSPENNING, TRINN 3, ER
JUSTERT I FORHOLD TIL DET
SOM ER ANGITTE PÅ DENNE
TEGNING. GJELDENE INSTRUKS
FOR DETTE FREMGÅR AV:
"BESKRIVELSE FOR AVSLUTTENDE
OPPSPENNING", DATERT 24/5-17.

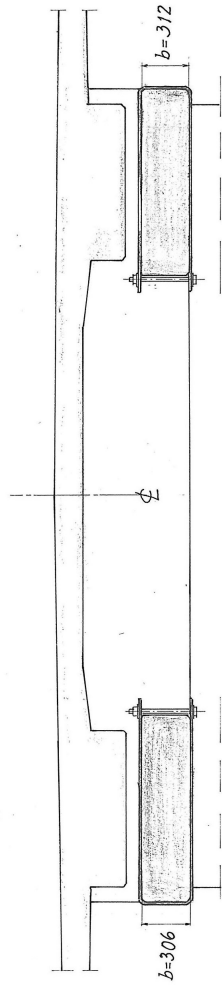
STATENS VEGVESEN
KOLLSTRØMMEN BRU
NORDLAND FYLKE

Plassering av kabler i strekk-
bånd, samt oppenningsplan
for hengespenning.

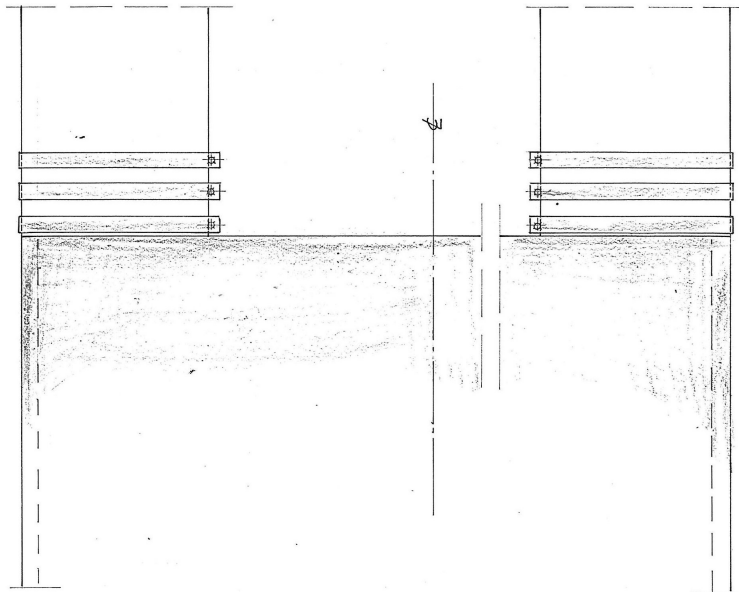
AVS Vik, Vigerust og Aarskog
Rådgivende ingeniører i byggeteknikk
Jongsåveien 4, 1300 Sandvika. Telefon: 54 29 90



Opøriss ødeplate
1:20



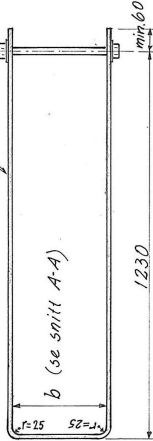
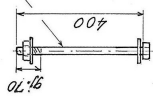
Snitt A-A
1:20



Snitt B-B
1:20

Bøyle av flatstål \square 100.12, koplelange 2860

Bolt ϕ 23.400 m mutter og 2 skiver



Ståldelene rengjøres grundig og varmforzinkes.

Ståldeler
Materiale St.37
1:10

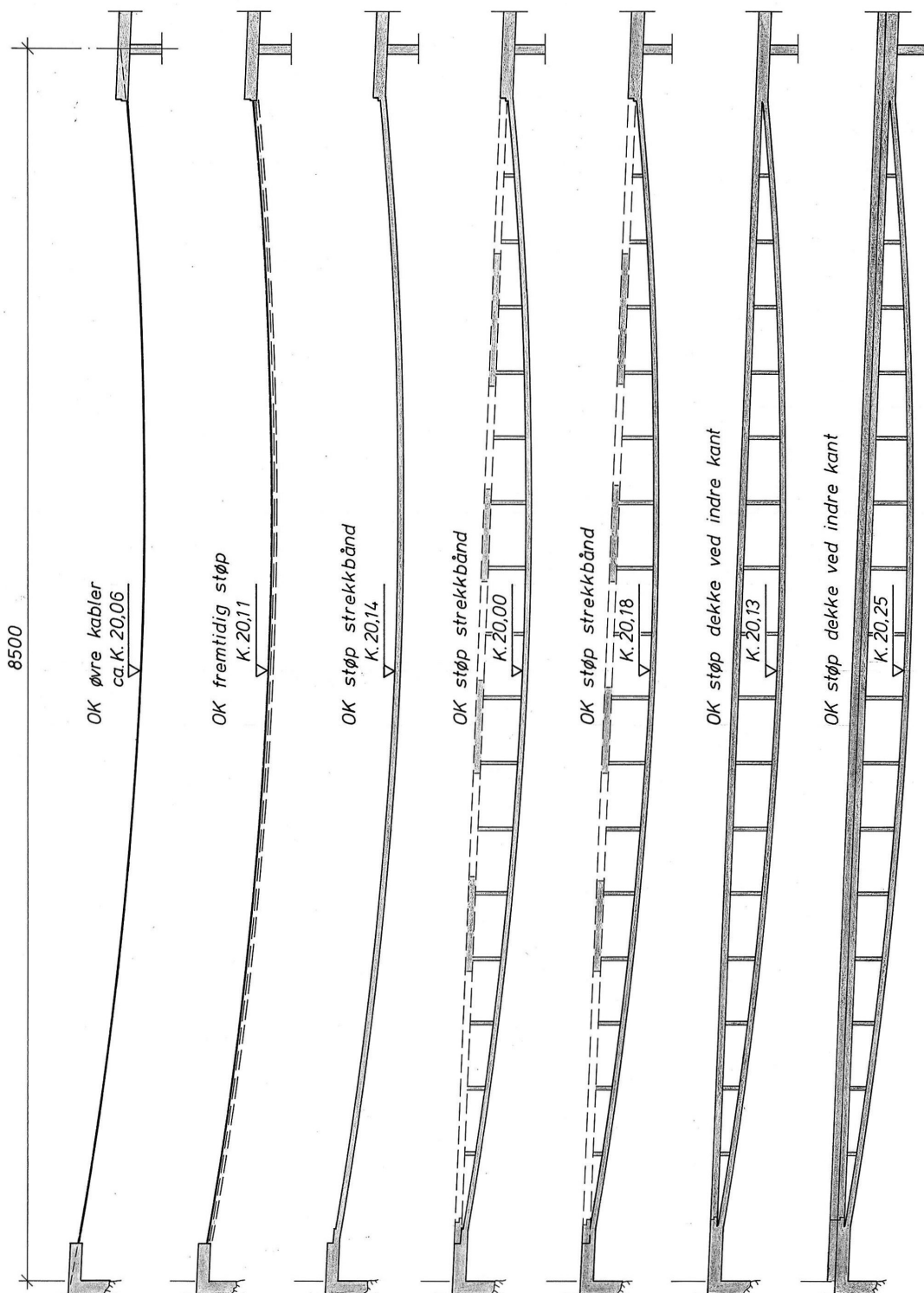
1 alt 6 stk av hvert bånd med bolt etc. Den indre bøylebredde B er lik for 3 og 3 av båndene, se snitt A-A.

Montasje:

Belongvernsnittet hjørner på yttersidene avrundes ved forsiktig meisling, slik at de passer til sidbøylene. Bøylene skyves inn fra utsiden, og drives på plass. Hvis det er plass, legges først et tynt lag mørtel eller lim på betongbåndets overside. Boltene settes inn til slutt og mutterne trekkes godt til og sikres.

Periode		Revisjon		Dato	
a	b	1	2		
STATENS VEGVESEN KOLLSTRØMMEN BRU NORDLAND FYLKE FORSTERKNING AV STREKK- BÅND MOT VIADUKT					
Prosjekt		Kontor		Dato	
Kollstrømmen Bru		Bl. 4.5.71		4.5.71	
Ansettelse		Kontor		Kontor	
Sjefingeniør		Sjefingeniør		Sjefingeniør	
Ingeniør		Ingeniør		Ingeniør	
Tegn. nr.		Tegn. nr.		Tegn. nr.	
25-27		25-27		25-27	

AVS VIK Vignest og Anstok
 Røglivende Ingeniører i byggeteknikk
 Jongsåstveien 4, 1300 Sandvika, Telefon: 54 29 90



TRINNVIS BYGGING AV HENGESPENN

B Materialeigenskapar

B.1 Betong B25

Karakteristisk sylindrefastleik	$f_{cck} := 25 \cdot \text{MPa}$
Karakteristisk terningfastleik	$f_{ck} := 30 \cdot \text{MPa}$
Konstruksjonsfastleik for trykk	$f_{cn} := 19.6 \cdot \text{MPa}$
Konstruksjonsfastleik for strekk	$f_{tn} := 2.35 \cdot \text{MPa}$
Materialfaktor ULS	$\gamma_c := 1.4$
Dimensjonerande trykkfastleik	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.0 \cdot \text{MPa}$
Dimensjonerande strekkfastleik	$f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.68 \cdot \text{MPa}$
Elastisitetsmodul(28 døgn)	$E_{cm} := 24900 \cdot \text{MPa}$
Betongtøyning ved brot	$\epsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$
Massetettleik	$\rho_c := 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
Lengdeutvidingskoeffisient	$\alpha_T := 1 \cdot 10^{-5} \text{K}^{-1}$

B.2 Armering

Slakkarmering:

Karakteristisk fastleik	$f_{sk} := 400 \cdot \text{MPa}$
Karakteristisk fastleik Ø25	$f_{sk.25} := 380 \cdot \text{MPa}$
Materialfaktor ULS	$\gamma_s := 1.25$
Dimensjonerande flytespenning	$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 320.0 \cdot \text{MPa}$
Dimensjonerande flytespenning Ø25	$f_{sd.25} := \frac{f_{sk.25}}{\gamma_s} = 304.0 \cdot \text{MPa}$
Elastisitetsmodul	$E_s := 200000 \cdot \text{MPa}$
Dimensjonerande flytetøyning	$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_s} = 0.002$

Spennarmering:

Karakteristisk fastleik	$f_{pk} := 1770 \cdot \text{MPa}$
Karakteristisk fastleik ved 0,2% tøyning	$f_{p0.2k} := 1570 \cdot \text{MPa}$
Materialfaktor ULS	$\gamma_p := 1.25$
Dimensjonerande flytespenning	$f_{pd} := \frac{f_{p0.2k}}{\gamma_p} = 1256.0 \cdot \text{MPa}$
Elastisitetsmodul	$E_p := 206000 \cdot \text{MPa}$
Initiell tøyingsdifferanse	$\varepsilon_{p0} := \frac{f_{p0.2k}}{E_p} = 0.0076$
Tverrsnittsareal per kabel, 44Ø6	$A_{p.kabel} := 44 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (6\text{mm})^2 = 1244 \cdot \text{mm}^2$
Gjennomsnittleg oppspenningskraft	$F_p := 1272 \cdot \text{kN}$

C Kryp, svinn, relaksasjon og spennkrafttap

C.1 Kryp

Kryptal strekkband

Kryptalet blir berekna etter NS3473:2003 A.9.3.2. Det er kun berekna for strekkbanda, då det kun er desse som er relevante for vidare berekningar i denne oppgåva.

Betongens alder i døgn $t := 365 \cdot 100 = 36500$

Betongens alder i døgn ved påasting $t_0 := 3$

Relativ luftfuktigheit i prosent $RH := 70$

Betongtverrsnittareal $A_c := 300 \times 1200 = 360000$

Omkrets som blir utsett for uttørking $U := 2 \cdot (300 + 1200) = 3000$

Karakteristisk sylindrefasteik $f_{cck} := 25$

Effektiv tverrsnittstjukkheit $h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{U} = 240000 \frac{1}{m} \cdot \text{mm}$

$$\varphi_0 := 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.08 \cdot h_0^{\frac{1}{3}}} = 1.60$$

$$\beta_1 := \frac{8.3}{3 + \sqrt{f_{cck}}} = 1.04$$

$$\beta_2 := \frac{2.4}{0.1 + t_0^{0.18}} = 1.82$$

$$\beta_h := 1.5 \cdot \left[1 + 0.00012 \cdot \left(\frac{RH}{50} \right)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 = 628$$

$$\beta_c := \left(\frac{t - t_0}{\beta_h + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.99$$

Kryptal etter 100 år:

$$\varphi := \varphi_0 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_c = 3.01$$

Kryptøyning strekkband

Kryptøyningsberegninger er gjort etter formlar og reglar kap 3.2 i Betongkonstruksjoner og EK2. Kryptøyningen blir brukt til å rekna ut spennkrafttap i spennarmeringen.

Aksialkraft i strekkbånd pga spennkablur
(verdiar henta frå Abaqus med kun spennkraft, utan tap som lasttilfelle)

$$P_{\text{snitt.kabel}} := 886.2 \cdot \text{kN}$$

Berekning av betongspenning i strekkband:

Geometri:

$$h := 300 \cdot \text{mm}$$

(antar at spennkablur er sentrisk plassert i tverrsnittet)

$$b := 1200 \cdot \text{mm}$$

$$d := 150 \cdot \text{mm}$$

Tverrsnittsareal

$$A_{\text{CS}} := b \cdot h = 360000 \cdot \text{mm}^2$$

2.Arealmoment

$$I_{\text{CS}} := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = 2.70 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Antall kablur per strekkband

$$n_s := 13$$

Totalt spennarmeringsareal pr strekkband

$$A_{\text{ps}} := A_{\text{p.kabel}} \cdot n_s = 16173 \cdot \text{mm}^2$$

Gjennomsnittleg oppspenningskraft pr strekkband

$$P_{\text{max.s}} := P_{\text{snitt.kabel}} \cdot n_s = 11521 \cdot \text{kN}$$

Stivhetsrelasjon stål/betong

$$\eta := \frac{E_p}{E_{\text{cm}}} = 8.27$$

Transformert tverrsnitt

$$A_{\text{ts}} := A_{\text{CS}} + (\eta - 1) \cdot A_{\text{ps}} = 477627 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand tp spennarmering til tp betongtverrsnitt

$$e_{\text{ps}} := \frac{h}{2} - (h - d) = 0.0 \cdot \text{mm}$$

Avstand mellom betongtverrsnittets tpb og det armerte tverrsnittets tp

$$y_{\text{ts}} := \frac{(\eta - 1) \cdot (A_{\text{ps}} \cdot e_{\text{ps}})}{A_{\text{ts}}} = 0.0 \cdot \text{mm}$$

Det armerte tverrsnittets arealtreglekismoment om tp

$$I_{\text{ts}} := I_{\text{CS}} + A_{\text{CS}} \cdot y_{\text{ts}}^2 + (\eta - 1) \cdot \left[A_{\text{ps}} \cdot (e_{\text{ps}} - y_{\text{ts}})^2 \right] = 2.70 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Aksialkraft i tp

$$N_s := -P_{\text{max.s}} = -11521 \cdot \text{kN}$$

Moment i tp

$$M_{\text{ts}} := P_{\text{max.s}} \cdot (e_{\text{ps}} - y_{\text{ts}}) = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Oppredande strekkraft pga eigenlast per strekkband i Abaqus

$$S_{\text{eigenvekt}} := 8058 \cdot \text{kN}$$

Spennarmeringens beliggenhet

$$y := 0 \cdot \text{mm}$$

Betongspenning i høgd med spennarmering

$$\sigma_{cs} := \frac{-P_{\text{max.s}}}{A_{ts}} + \frac{S_{\text{eigenvekt}}}{A_{ts}} + \frac{[M_{ts} \cdot (y + y_{ts})]}{I_{ts}} = -7.25 \cdot \text{MPa}$$

Strekband etter lang tid:

Langtids E-modul

$$E_{cl} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 6206 \cdot \text{MPa}$$

Stivleiksrelasjon stål/betong

$$\eta_l := \frac{E_p}{E_{cl}} = 33.2$$

Transformert tverrsnitt etter lang tid

$$A_{ts.l} := A_{cs} + (\eta_l - 1) \cdot A_{ps} = 880668 \cdot \text{mm}^2$$

Betongspenning i høgd med spennarmering etter lang tid

$$\sigma_{cs.l} := \frac{-P_{\text{max.s}}}{A_{ts.l}} + \frac{S_{\text{eigenvekt}}}{A_{ts.l}} = -3.93 \cdot \text{MPa}$$

Tøyingsreduksjon i spennarmering etter kort tid

$$\varepsilon_{cc.k} := \frac{\sigma_{cs}}{E_{cm}} = -0.000291$$

Tøyingsreduksjon i spennarmering etter lang tid

$$\varepsilon_{cc.l} := \frac{\sigma_{cs.l}}{E_{cl}} = -0.00063$$

Total kryptøyning ved spennarmering i‰

$$\varepsilon_{cc} := (\varepsilon_{cc.l} - \varepsilon_{cc.k}) \cdot 1000 = -0.342$$

C.2 Svinn

Svinntøyning strekkband

Svinntøyning blir berekna etter NS 3473:2003 A9.3.2.

Det er kun gjort berekningar i strekkbanda då kun desse blir brukt vidare i berekningane til spennkrafttap.

Betongens alder når uttørking startar

$$t_s := 10$$

$$\varepsilon_s := -550 \cdot 10^{-6} \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] = -0.000361$$

$$\beta_s := \left(\frac{t - t_s}{0.035 \cdot h_0^2 + t - t_s} \right)^{0.5} = 0.97$$

Gjennomsnittleg fri svinntøyning i ‰

$$\varepsilon_{CS} := \varepsilon_s \cdot \beta_s \cdot 10^3 = -0.352$$

C.3 Relaksasjon

Relaksasjonstap spennarmering i spennband

Relaksasjonstap er rekna etter metoden i 6.3.3 i Betongkonstruksjoner.

Spennarmering:

Prosentandel av brotspenninga
til stålet etter 1000timar(klasse 1)

$$\rho_{1000} := 8\%$$

absoluttverdi av initial foroppspanning

$$\sigma_{pi} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.2k}) = 1328 \cdot \text{MPa}$$

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.75$$

Timar, 57år

$$t_{57} := 500000$$

Det totale relaksasjonstapet etter
100 år:

$$\Delta\sigma_{pr} := 5.39 \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6.7 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t_{57}}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} = 2.79 \cdot \text{MPa}$$

C.4 Spennkrafttap

Spennkrafttap på grunn av kryp, svinn og relaksasjon er berekna etter NS3473 og Betongkonstruksjonar.

Maks oppspenning

$$\sigma_{p,max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.2k}) = 1413 \text{ MPa}$$

Tap på grunn av kryp:

Spenningsendring i spennarmering:

Lang tid

$$\Delta\sigma_{p,l} := \epsilon_{cc,l} \cdot E_p = -130.5 \text{ MPa}$$

Kort tid

$$\Delta\sigma_{p,k} := \epsilon_{cc,k} \cdot E_p = -60.0 \text{ MPa}$$

Tap grunna kryp:

$$\Delta\sigma_{p,kryp} := \Delta\sigma_{p,l} - \Delta\sigma_{p,k} = -70.5 \text{ MPa}$$

Tap på grunn av kryp i prosent

$$\epsilon_{cc,tot} := \frac{|\Delta\sigma_{p,kryp}|}{\sigma_{p,max}} = 4.99\%$$

Tap på grunn av svinn:

Fiktiv aksialkraft i tp

$$N_{s,svinn} := \frac{|\epsilon_{cs}|}{1000} \cdot E_p \cdot A_{ps} = 1172 \text{ kN}$$

Resultierende svinntøyning ved spennarmering

$$\epsilon_{p,svinn} := \frac{-\epsilon_{cs}}{1000} + \left(\frac{N_{s,svinn}}{E_{cl} \cdot A_{ts,l}} \right) = 0.00057$$

Spenningsendring i spennarmering

$$\Delta\sigma_{p,s} := \epsilon_{p,svinn} \cdot E_p = 116.6 \text{ MPa}$$

Samla tap på grunn av svinn i prosent:

$$\epsilon_{svinn} := \frac{|\Delta\sigma_{p,s}|}{\sigma_{p,max}} = 8.25\%$$

Tap på grunn av relaksasjon:

Tap på grunn av relaksasjon i prosent

$$Rel_{tap} := \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{p,max}} = 0.20\%$$

Totalt tap i spennkraft

Totalt spennkrafttap

$$Tot_{tap} := Rel_{tap} + \epsilon_{cc,tot} + \epsilon_{svinn} = 13.4\%$$

Effektiv spennkraft

$$F'_p := F_p \cdot (1 - Tot_{tap}) = 1104 \text{ kN}$$

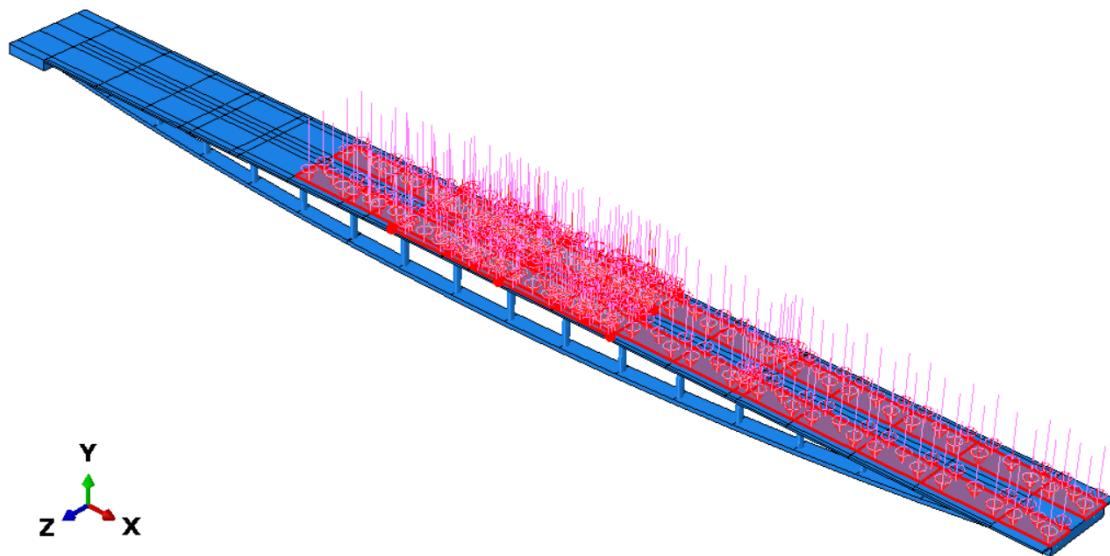
D Lastplasseringar og momentdiagram

Dette vedlegget syner kva lastplasseringar som er nytta når dei maksimale opp-tredande kreftene oppstår. Som nemnt i tidlegare kapittel opptrer totallasta og køyretøylasta i begge lastfelta. Verdiane er gjeve i [Nm] for momenkreftene og [N] for aksial- og skjærkreftene.

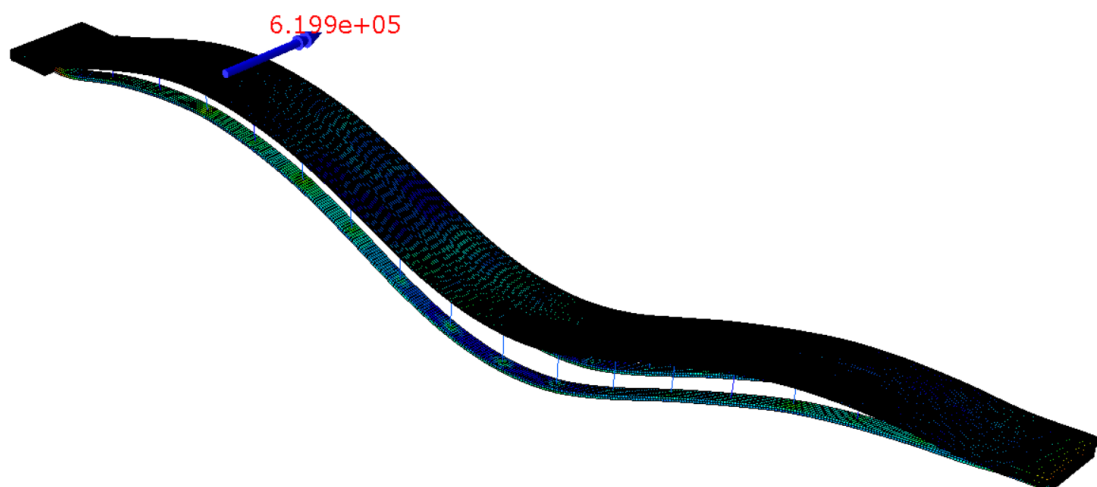
D.1 Brubane

D.1.1 Maks moment OK

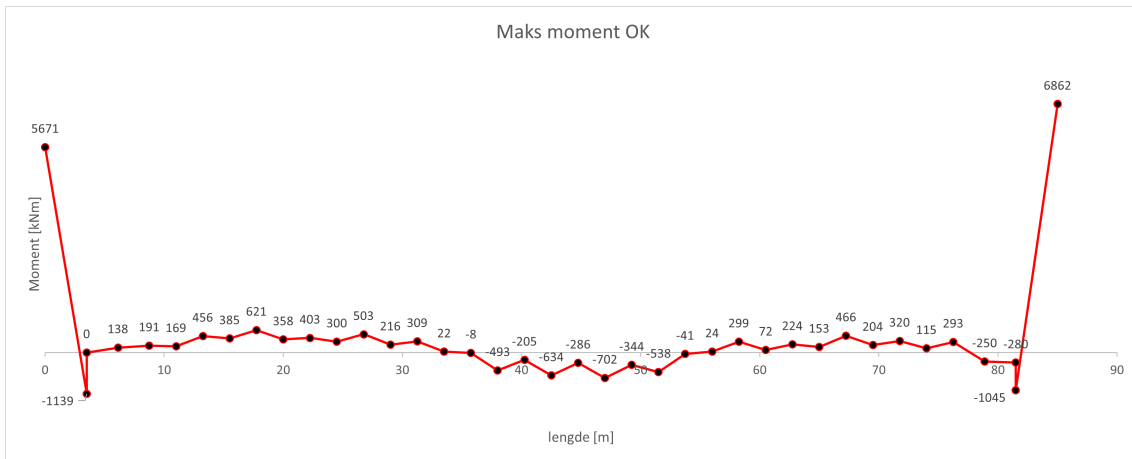
Plassering av trafikklast



Lokasjon maks opp-tredande moment [Nm]

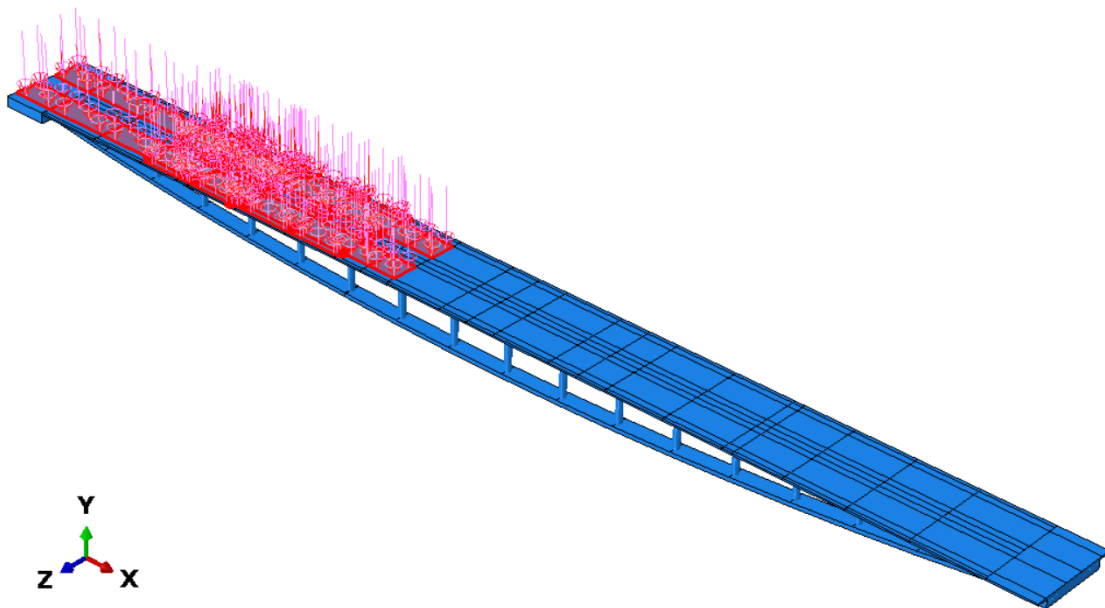


Momentdiagram [kNm]

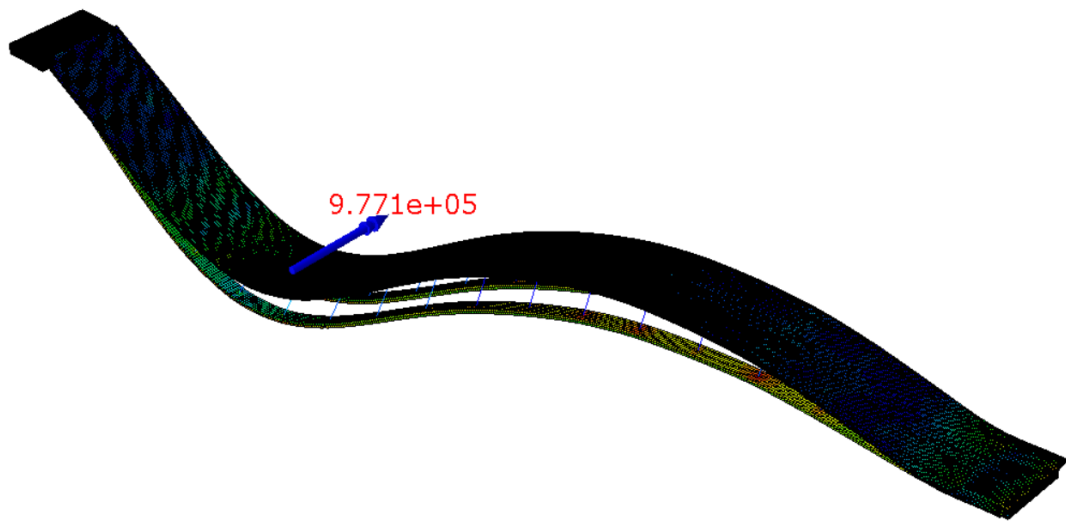


D.1.2 Maks moment UK

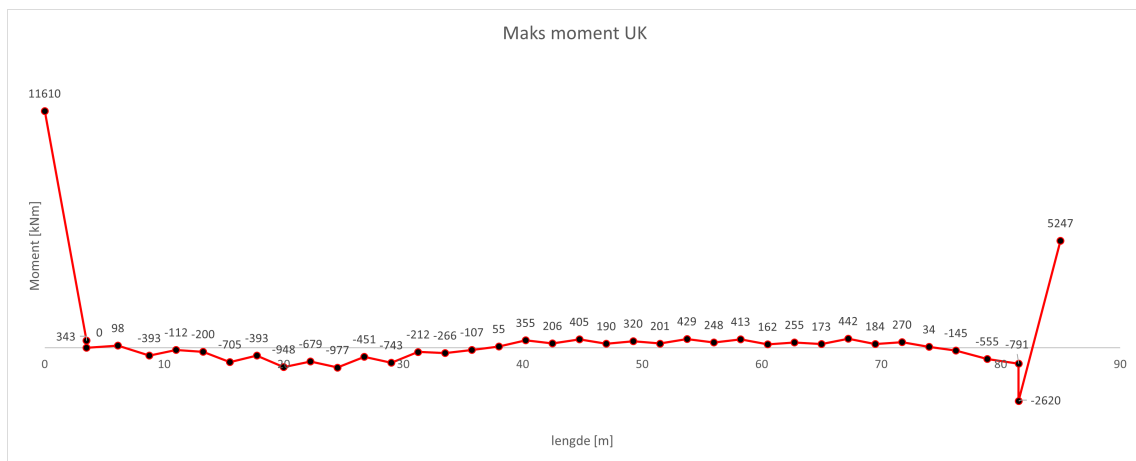
Plassering av trafikkløst



Lokasjon maks opptredande moment [Nm]

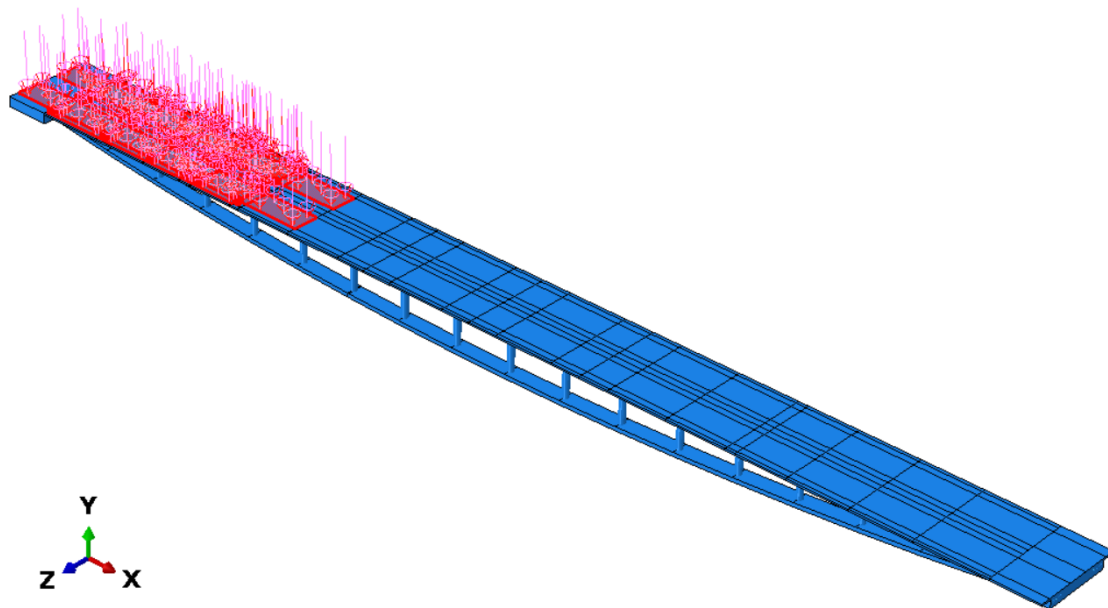


Momentdiagram [kNm]



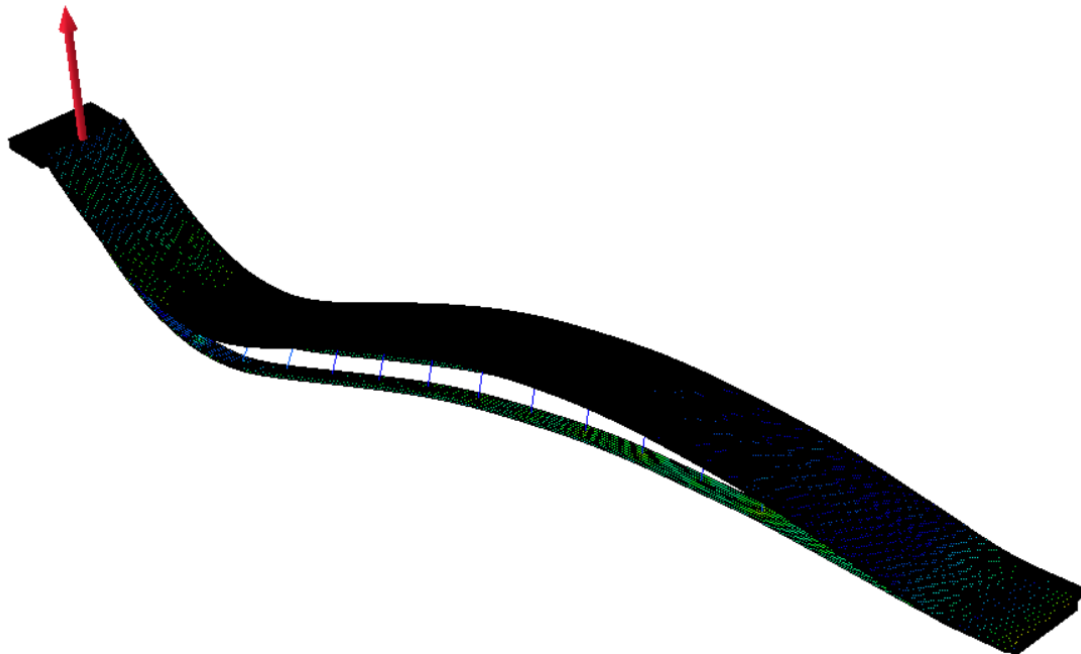
D.1.3 Maks skjærkraft

Plassering av trafikklast



Lokasjon maks opptredande skjærkraft [N]

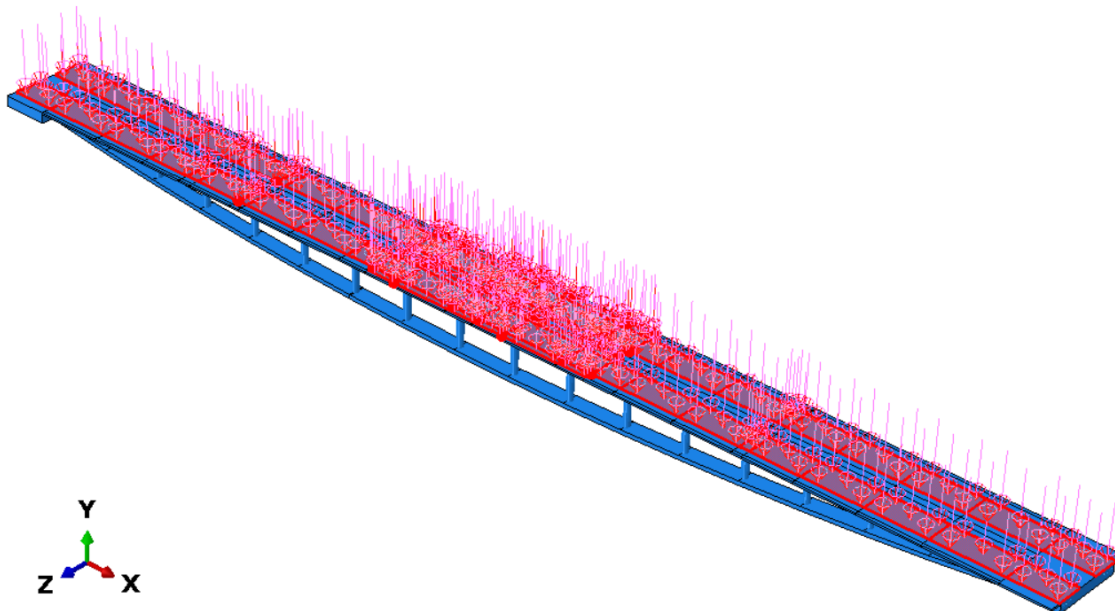
4.276e+05



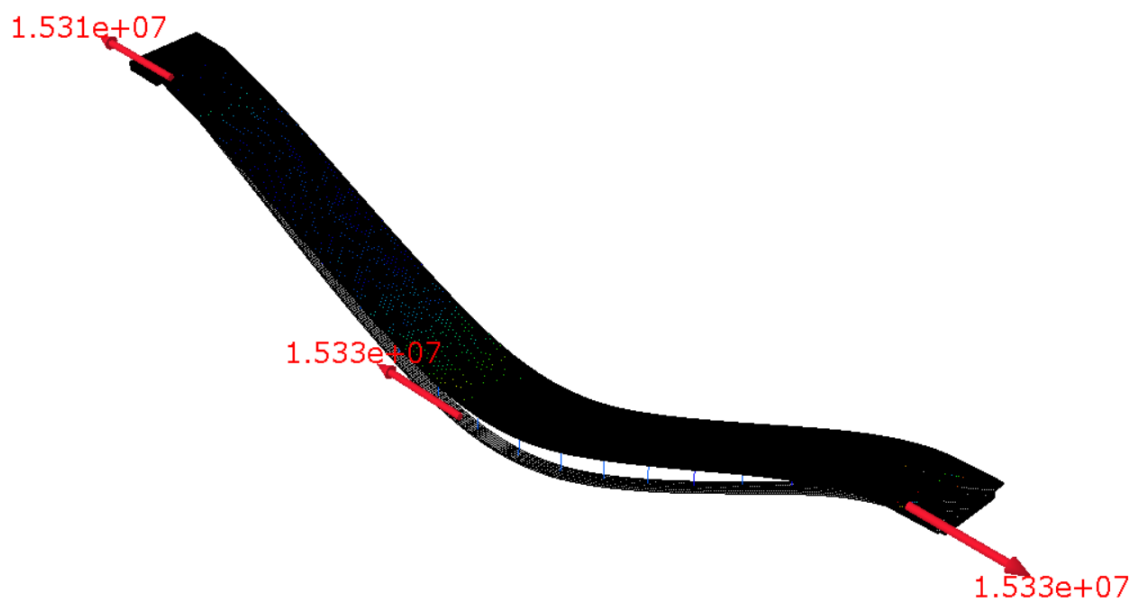
D.2 Strekkband

D.2.1 Maks aksialkraft

Plassering av trafikklast



Lokasjon maks opptredande aksialkraft [N]



D.3 Utkragar tunell

D.3.1 Maks moment OK

Plassering av trafikklast

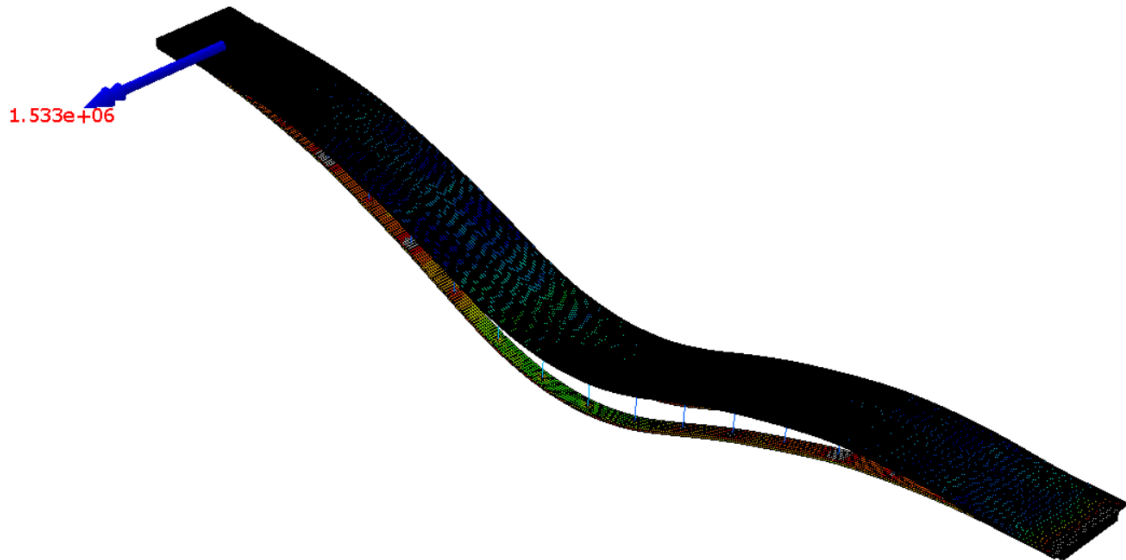
Trafikklasta er plassert likt som ved maks moment UK i brubanen i vedlegg D.1.2, og er avlese til $M_{Ed,tunnel,OK} = -11610$ kNm frå momentdiagrammet.

D.3.2 Maks moment UK

Plassering av trafikklast

Trafikklasta er plassert likt som ved maks aksialkraft i strekkband i vedlegg D.2.

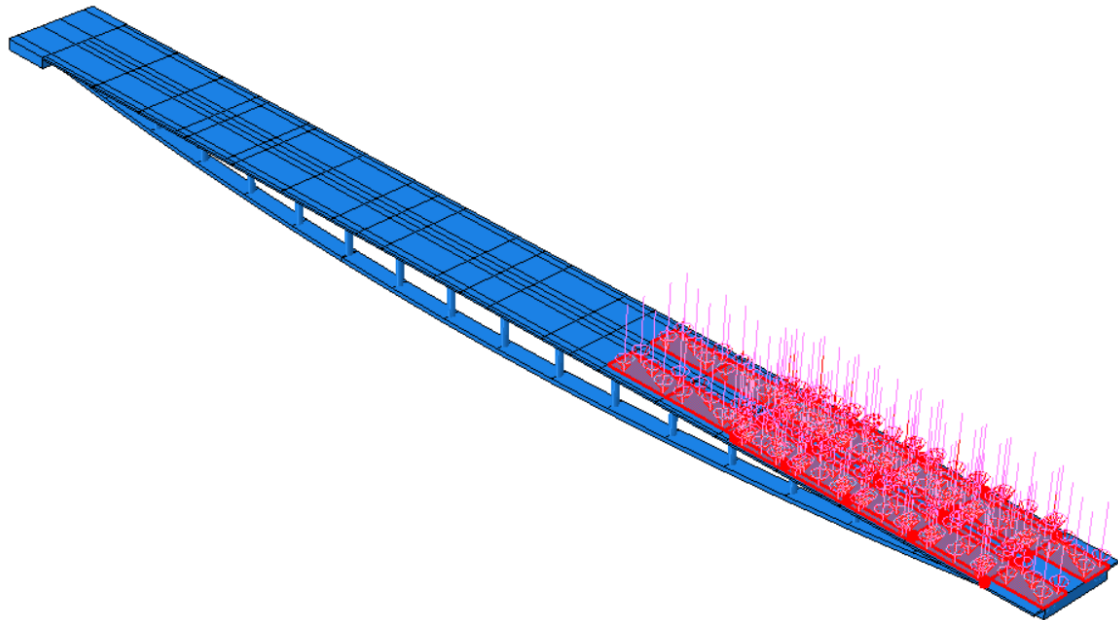
Lokasjon av maks opptredande moment [Nm]



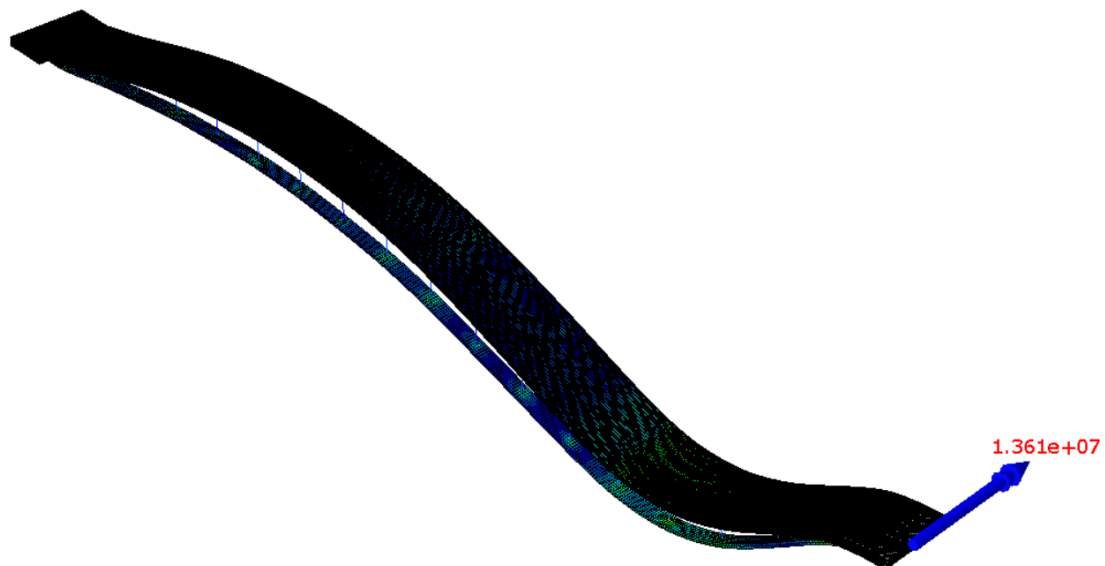
D.4 Utkragar viadukt

D.4.1 Maks moment OK

Plassering av trafikklast



Lokasjon maks opptredande moment [Nm]



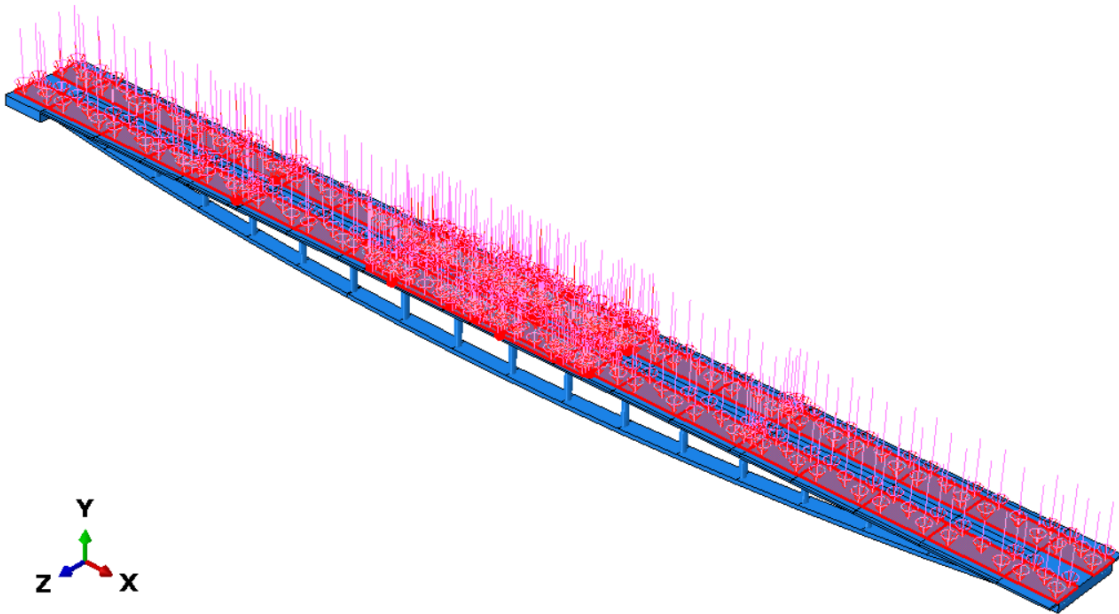
D.4.2 Maks moment UK

Plassering av trafikklast

Trafikklasta er plassert likt som ved maks moment UK i brubanen i vedlegg D.1.2, og er avlese til $M_{Ed,viadukt,UK} = 2620$ kNm i momentdiagrammet.

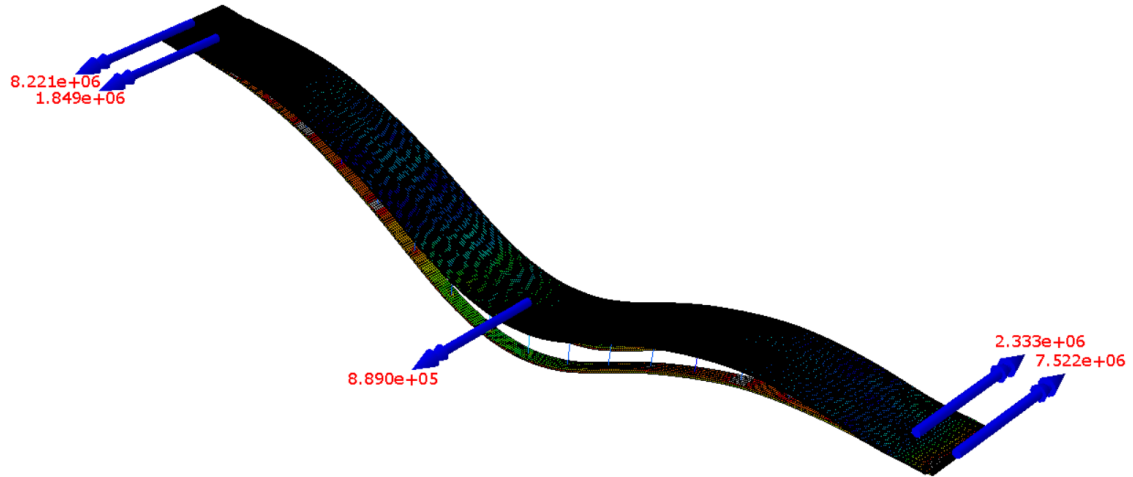
D.5 Verifikasjon av modell

D.5.1 Plassering av trafikklast

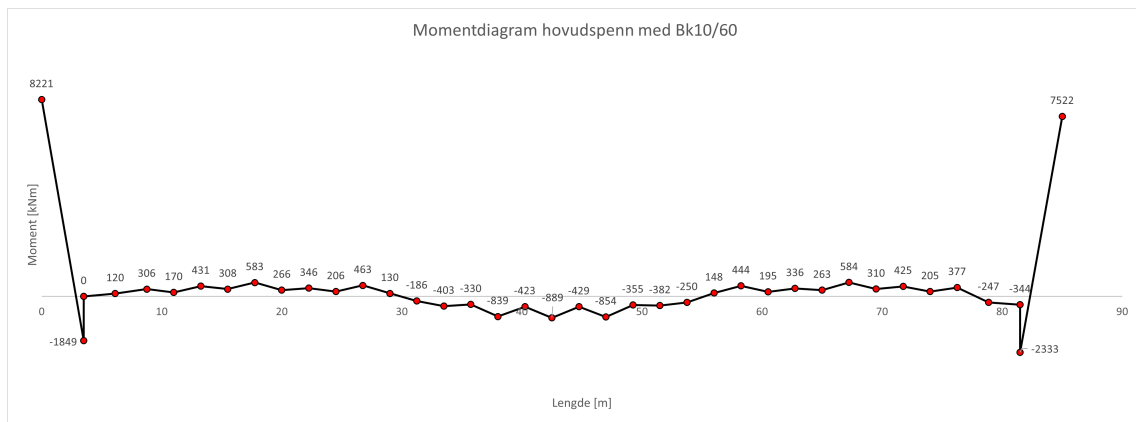


D.5.2 Lokasjon av opptredende momentkrefter [Nm]

Lokasjonen for maks opptredende moment er lik for lineær og ikkje-lineær analyse. I følgjande figur er det synt lokasjonen til maks opptredande krefter med tilhøyrande verdiar for den ikkje-lineære analysa.



D.5.3 Momentdiagram



Figur D.1: Ikkje-lineær analyse.

E Beregninger i brotgrensetilstand

E.1 Brubane

E.1.1 Tverrsnittsegenskapar

Flenstjukkcleik	$t_f := 170 \cdot \text{mm}$
Flensbreidd	$b_f := 7000 \cdot \text{mm}$
Stegtjukkcleik:	$t_w := 230 \cdot \text{mm}$
Stegbreidd	$b_w := 2000 \cdot \text{mm}$
Total høgð	$h := 400 \cdot \text{mm}$
Nøytralakse frå underkant	$z_C := \frac{\frac{t_w}{2} \cdot t_w \cdot b_w + \left(t_w + \frac{t_f}{2}\right) \cdot t_f \cdot b_f}{t_w \cdot b_w + t_f \cdot b_f} = 259 \cdot \text{mm}$

2. arealmoment

$$I_y := \frac{b_w \cdot t_w^3}{12} + \left(\frac{t_w}{2} - z_C\right)^2 \cdot b_w \cdot t_w + \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + \left(t_w + \frac{t_f}{2} - z_C\right)^2 \cdot b_f \cdot t_f = \dots \cdot \text{mm}^4$$

Nominell overdekning	$c_{\text{nom.ok}} := 30 \cdot \text{mm}$
Nominell overdekning	$c_{\text{nom.uk}} := 25 \cdot \text{mm}$
Armeringsdiameter tverrarmering	$\varnothing_{\text{tverr}} := 16 \cdot \text{mm}$
Armeringsdiameter bøylar	$\varnothing_{\text{bøyle}} := 10 \cdot \text{mm}$
Armeringsdiameter i UK	$\varnothing_{\text{uk}} := 25 \cdot \text{mm}$
Armeringsdiameter i OK	$\varnothing_{\text{ok}} := 16 \cdot \text{mm}$
Avstand frå OK til armeringas tyngdepunkt i UK	$d := h - c_{\text{nom.uk}} - \varnothing_{\text{bøyle}} - \varnothing_{\text{uk}} = 340 \cdot \text{mm}$
Midlare avstand frå OK til armeringas tyngdepunkt i OK	

$$d_{\text{m.ok}} := \frac{36 \cdot \left(c_{\text{nom.ok}} + \varnothing_{\text{tverr}} + \frac{\varnothing_{\text{ok}}}{2}\right) + 23 \cdot \left(t_f - c_{\text{nom.uk}} - \varnothing_{\text{tverr}} - \frac{\varnothing_{\text{ok}}}{2}\right)}{36 + 23} = 80 \cdot \text{mm}$$

Avstand frå UK til
armeringas tyngdepunkt i OK

$$d' := h - d_{m.ok} = 320 \cdot \text{mm}$$

Armeringsmengde UK

$$A_s := 2 \cdot 18 \cdot \left(\varnothing_{uk}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 17671 \cdot \text{mm}^2$$

Armeringsmengde OK

$$A'_s := (36 + 23) \cdot \left(\varnothing_{ok}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 11863 \cdot \text{mm}^2$$

E.1.2 Moment - strekk i underkant

T-tverrsnittet betraktast etter metoden i kap 4.2.4 i Betongkonstruksjonar.

$$b_1 := 2500 \cdot \text{mm} \quad b_2 := 2500 \cdot \text{mm} \quad l_0 := 0.85 \cdot 78\text{m} = 66300 \cdot \text{mm}$$

$$b_{\text{eff},1} := 0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_0 = 7130 \cdot \text{mm}$$

$$\text{if}(b_{\text{eff},1} \leq 0.2l_0, b_{\text{eff},1}, 0.2l_0) = 7130 \cdot \text{mm} \quad \text{if}(b_{\text{eff},1} \leq b_1, b_{\text{eff},1}, b_1) = 2500 \cdot \text{mm}$$

$$b_{\text{eff},1} := 2500 \cdot \text{mm}$$

$$b_{\text{eff},2} := b_{\text{eff},1} = 2500 \cdot \text{mm}$$

$$b_{\text{eff}} := b_{\text{eff},1} + b_{\text{eff},2} + b_w = 7000 \cdot \text{mm}$$

$$b_{\text{eff}} := \min(b_{\text{eff}}, b_f) = 7000 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet i brubane med strekk i UK:

$$M_{\text{Rd.uk}} := f_{\text{sd}} \cdot 25 \cdot A_s \cdot \left(d - \frac{t_f}{2} \right) = 1370 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll av momentkapasitet, strekk i UK:

Moment i brubane med
strekk i UK frå Abaqus

$$M_{\text{Ed.uk.abaqus}} := 978 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{if}(M_{\text{Ed.uk.abaqus}} < M_{\text{Rd.uk}}, \text{"OK"}, \text{"IKKJE OK"}) = \text{"OK"}$$

Kontroll av trykkspenningar i flens:

$$\sigma_{\text{cd}} := \frac{M_{\text{Ed.uk.abaqus}}}{t_f \cdot b_{\text{eff}} \cdot \left(d - \frac{t_f}{2} \right)} = 3.22 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{if}(\sigma_{\text{cd}} \leq f_{\text{cd}}, \text{"OK"}, \text{"IKKJE OK"}) = \text{"OK"}$$

E.1.3 Moment - strekk i overkant

For strekk i overkant blir tverrsnittet behandla som eit rektangulært tverrsnitt med breidd lik stegbreidda b_w .

Relativ trykksonehøgde for balansert armerert tverrsnitt

$$\alpha_{\text{bal}} := \frac{\epsilon_{\text{cu}}}{\epsilon_{\text{cu}} + \epsilon_{\text{yd}}} = 0.69$$

Balansert armeringsmengd

$$A_{\text{s, bal}} := \frac{0.8 \cdot \alpha_{\text{bal}} \cdot d' \cdot f_{\text{cd}} \cdot b_w}{f_{\text{sd}}} = 15367 \cdot \text{mm}^2$$

Armeringsmengd i flens

$$A'_s = 11863 \cdot \text{mm}^2$$

Klassifisering av tverrsnitt for strekk i OK:

$$\text{if}(A'_s < A_{\text{s, bal}}, \text{"Underarmert"}, \text{"Overarmert"}) = \text{"Underarmert"}$$

Tverrsnittet for strekk i OK er underarmert.

Relativ trykksonehøgde for underarmert tverrsnitt

$$\alpha_{\text{und. arm}} := \frac{f_{\text{sd}} \cdot A'_s}{0.8 \cdot f_{\text{cd}} \cdot b_w \cdot d'} = 0.53$$

Momentkapasitet i brubane med strekk i OK:

$$M_{\text{Rd, ok}} := 0.8 \cdot \alpha_{\text{und. arm}} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_{\text{und. arm}}) \cdot f_{\text{cd}} \cdot b_w \cdot d'^2 = 957 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll av momentkapasitet, strekk i OK:

Strekk i overkant frå Abaqus

$$M_{\text{Ed, ok, abaqus}} := 620 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{if}(M_{\text{Ed, ok, abaqus}} < M_{\text{Rd, ok}}, \text{"OK"}, \text{"IKKJE OK"}) = \text{"OK"}$$

E.1.4 Skjærkraftkapasitet

Skjærkraftkapasiteten blir rekna ut i henhold til punkt 12.3.3.2 og 12.3.3.3 i NS3472. Kapasiteten er kontrollert mot verdien frå enden av brubanen ved dilatasjonsfuga. Tverrsnittparametrene er dei same som ved utrekning av momentkapasiteten.

Armering:

Armeringsdiameter bøylar $\emptyset := 10 \cdot \text{mm}$

Armeringsmengd $A_S := \frac{\pi}{4} \cdot \emptyset^2 = 79 \cdot \text{mm}^2$

Senteravstand $s := 200 \cdot \text{mm}$

Antek $\cot\theta$ $\cot\theta := 2.0$

Vinkel mellom armering og systemakse $\alpha := 90$

$\cot\alpha := 0$

$\sin\alpha := 1$

Det er totalt fire bøylar i kvart steg, det vil seia 8stk totalt.

Total armeringsmengd $A_{SV} := 8 \cdot A_S = 628 \cdot \text{mm}^2$

Avstand frå OK til armeringas tyngdepunkt i UK $d_{bb} := h - c_{\text{nom.uk}} - \emptyset_{\text{bøyle}} - \emptyset_{\text{uk}} = 753 \cdot \text{mm}$

Indre momentarm $z := 0.9d_{bb} = 678 \cdot \text{mm}$

Stegbreidd brubane $b_{w.bb} := 5200 \text{mm}$

Skjærstrekkkapasitet

$$V_{sd} := \frac{f_{sd} \cdot A_{SV}}{s} \cdot z \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha = 1363 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerande trykkfastleik i trykkfelt $f_{c2d} := 0.6 \cdot f_{cd} = 8.4 \cdot \text{MPa}$

Skjærtrykkkapasitet

$$V_{ccd} := f_{c2d} \cdot b_{w.bb} \cdot z \cdot \frac{\cot\theta + \cot\alpha}{1 + (\cot\theta)^2} = 11841 \cdot \text{kN}$$

Skjærkraftkapasitet

$$V_{Rd} := \min(V_{sd}, V_{ccd}) = 1363 \cdot \text{kN}$$

Kontroll av momentkapasitet, strekk i OK:

Dimensjonerende skjærkraft fra Abaqus: $V_{Ed} := 560 \cdot \text{kN}$

$$\text{if}(V_{Ed} < V_{Rd}, \text{"OK"}, \text{"IKKJE OK"}) = \text{"OK"}$$

E.2 Strekkband

E.2.1 Aksialkraftkapasitet

Betongen sin stekfastleik er neglisjert, og det er difor kun spennarmeringa og slakkarmeringa som bidreg til kapasiteten.

Armeringsareal per strekkband:

Slakkarmeringsdiameter	$\emptyset := 16 \cdot \text{mm}$
Slakkarmeringsareal	$A_S := 14 \cdot \left(\emptyset^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 2815 \cdot \text{mm}^2$
Antal spennkablur	$n_S := 13$
Spennarmeringsareal	$A_p := A_{p, \text{kabel}} \cdot n_S = 16173 \cdot \text{mm}^2$
Totalt armeringsareal	$A_{\text{tot}} := A_S + A_p = 18988 \cdot \text{mm}^2$

Kontroll av slakkarmeringsbidrag:

Dim. aksialkraftkapasitet slakkarmering	$S_{Rd,s} := A_S \cdot f_{sd} = 901 \cdot \text{kN}$
Dim. aksialkraftkapasitet	$S_{Rd} := A_S \cdot f_{sd} + A_p \cdot f_{pd} = 21214 \cdot \text{kN}$
Slakkarmeringas bidrag til aksialkraftkapasiteten	$\frac{S_{Rd,s}}{S_{Rd}} = 4.2 \cdot \%$

Slakkarmeringa har kun 4,2% bidrag til aksialkraftkapasiteten og vert difor neglisjert vidare

Kontroll av aksialkraftkapasitet:

Maks aksialkraft frå Abaqus	$S_{Ed} := 15330 \cdot \text{kN}$
Aksialkraftkapasitet	$S_{Rd} := f_{pd} \cdot A_p = 20313 \cdot \text{kN}$
Utnyttingsgrad	$\frac{S_{Ed}}{S_{Rd}} = 75.5 \cdot \%$

Kontroll av armeringsspeningar:

Spenning spennarmering $\sigma_p := \frac{S_{Ed}}{A_{tot}} \cdot \left(\frac{A_p}{A_{tot}} \right) = 688 \cdot \text{MPa}$

Spenning slakkarmering $\sigma_s := \frac{S_{Ed}}{A_{tot}} \cdot \left(\frac{A_s}{A_{tot}} \right) = 120 \cdot \text{MPa}$

Utnyttingsgrad spenning slakkarmering $\frac{\sigma_p}{f_{pd}} = 54.8 \cdot \%$

Utnyttingsgrad spenning slakkarmering $\frac{\sigma_s}{f_{sd}} = 37.4 \cdot \%$

E.3 Utkragar - tunellside

E.3.1 Tverrsnittsegenskapar

Stegtjukkleik:	$t_f := 180 \cdot \text{mm}$
Stegbreidd	$b_f := 7000 \cdot \text{mm}$
Total høgd	$t_w := 620 \cdot \text{mm}$
Flensbreidd	$b_w := 5200 \cdot \text{mm}$
Flenstjukkleik	$h := 800 \cdot \text{mm}$
Nøytralakse frå underkant	$z_C := \frac{\frac{t_w}{2} \cdot t_w \cdot b_w + \left(t_w + \frac{t_f}{2}\right) \cdot t_f \cdot b_f}{t_w \cdot b_w + t_f \cdot b_f} = 422 \cdot \text{mm}$

2. arealmoment

$$I_y := \frac{b_w \cdot t_w^3}{12} + \left(\frac{t_w}{2} - z_C\right)^2 \cdot b_w \cdot t_w + \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + \left(t_w + \frac{t_f}{2} - z_C\right)^2 \cdot b_f \cdot t_f = 252 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Nominell overdekning OK	$c_{\text{nom.ok}} := 30 \cdot \text{mm}$
Nominell overdekning UK	$c_{\text{nom.uk}} := 25 \cdot \text{mm}$
Armeringsdiameter i UK	$\varnothing_{\text{uk}} := 16 \cdot \text{mm}$
Armeringsdiameter i OK	$\varnothing_{\text{ok}} := 16 \cdot \text{mm}$
Avstand frå OK til armering tyngdepunkt i UK	$d := h - c_{\text{nom.uk}} - \frac{\varnothing_{\text{uk}}}{2} = 767 \cdot \text{mm}$
Avstand frå UK til armering tyngdepunkt i OK	$d' := h - c_{\text{nom.ok}} - \frac{\varnothing_{\text{ok}}}{2} = 762 \cdot \text{mm}$
Armeringsmengde UK	$A_s := 31 \cdot \left(\varnothing_{\text{uk}}^2 \cdot \frac{\pi}{4}\right) = 6233 \cdot \text{mm}^2$
Armeringsmengde OK	$A'_s := 58 \cdot \left(\varnothing_{\text{ok}}^2 \cdot \frac{\pi}{4}\right) = 11662 \cdot \text{mm}^2$
Totalt tverrsnittsareal spennarmering	$A_{p.\text{tot}} := 2 \cdot 13 \cdot A_{p.\text{kabel}} = 32346 \cdot \text{mm}^2$
Effektiv tøyningdifferanse	$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} \cdot (1 - \text{Tot}_{\text{tap}}) = 0.0066$

E.3.2 Moment - strekk i underkant

Effektiv breidd av T-tverrsnitt:

$$b_1 := 900 \cdot \text{mm} \quad b_2 := 900 \cdot \text{mm} \quad l_0 := 3500 \cdot \text{mm}$$

$$b_{\text{eff.1}} := 0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_0 = 530 \cdot \text{mm} \quad \text{if}(b_{\text{eff.1}} \leq b_1, b_{\text{eff.1}}, b_1) = 530 \cdot \text{mm}$$

$$\text{if}(b_{\text{eff.1}} \leq 0.2l_0, b_{\text{eff.1}}, 0.2l_0) = 530 \cdot \text{mm}$$

$$b_{\text{eff.1}} := 530 \cdot \text{mm}$$

$$b_{\text{eff.2}} := b_{\text{eff.1}} = 530 \cdot \text{mm}$$

$$b_{\text{eff}} := b_{\text{eff.1}} + b_{\text{eff.2}} + b_w = 6260 \cdot \text{mm}$$

$$b_{\text{eff}} := \min(b_{\text{eff}}, b_f) = 6260 \cdot \text{mm}$$

Midlare avstand til armeringss tyngdepunkt

$$d'_{\text{mp}} := \frac{5 \cdot 85 \text{mm} + 8 \cdot 177 \text{mm}}{13} = 142 \cdot \text{mm}$$

$$d_{\text{mp}} := h - d'_{\text{mp}} = 658 \cdot \text{mm}$$

$$d_m := \frac{A_s \cdot d + d_{\text{mp}} \cdot A_{p.\text{tot}}}{A_s + A_{p.\text{tot}}} = 676 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet i brubane med strekk i UK:

$$M_{\text{Rd.uk}} := (f_{\text{sd}} \cdot A_s + f_{\text{pd}} \cdot A_{p.\text{tot}}) \cdot \left(d_m - \frac{t_f}{2} \right) = 24973 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll av momentkapasitet, strekk i UK:

Strekk i underkant frå Abaqus

$$M_{\text{Ed.uk.abaqus}} := 1533 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{if}(M_{\text{Ed.uk.abaqus}} < M_{\text{Rd.uk}}, \text{"OK"}, \text{"IKKJE OK"}) = \text{"OK"}$$

Kontroll av trykkspenningar i flens

$$\sigma_{\text{cd}} := \frac{M_{\text{Ed.uk.abaqus}}}{t_f \cdot b_{\text{eff}} \cdot \left(d - \frac{t_f}{2} \right)} = 2.01 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{if}(\sigma_{\text{cd}} \leq f_{\text{cd}}, \text{"OK"}, \text{"IKKJE OK"}) = \text{"OK"}$$

E.3.3 Moment - strekk i overkant

For strekk i overkant blir tverrsnittet behandla som eit rektangulært tverrsnitt med breidd lik stegbreidda bw.

Midlare avstand til total armering i OK:

$$d'_{mp} := \frac{550\text{mm} + 650\text{mm}}{2} = 600 \cdot \text{mm}$$

$$d'_m := \frac{d'_{mp} \cdot A_{p.tot} + d' \cdot A'_s}{A_{p.tot} + A'_s} = 643 \cdot \text{mm}$$

Relativ trykksonehøgde for balansert armert tverrsnitt

$$\alpha_{bal} := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \left(\frac{f_{pd}}{E_p} - \epsilon'_{p0} \right)} = 1.17$$

Balansert armeringsmengd

$$A_{p.bal} := 0.8 \alpha_{bal} \cdot b_w \cdot d'_m \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} = 34777 \cdot \text{mm}^2$$

Armeringsmengd i flens

$$A'_s = 11662 \cdot \text{mm}^2$$

Klassifisering av tverrsnitt for strekk i OK

$$\text{if}(A'_s < A_{s.bal}, \text{"Underarmert"}, \text{"Overarmert"}) = \text{"Underarmert"}$$

Tverrsnittet for strekk i OK er underarmert.

Relativ trykksonehøgde for underarmert tverrsnitt

$$\alpha_{und.arm} := \frac{f_{pd} \cdot A_{p.tot} + f_{sd} \cdot A'_s}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d'_m} = 1.18$$

Momentkapasitet i brubane med strekk i ok:

$$M_{Rd.ok} := 0.8 \cdot \alpha_{und.arm} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_{und.arm}) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d'_m{}^2 = 15005 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll av momentkapasitet, strekk i OK

Strekk i overkant frå Abaqus

$$M_{Ed.ok.abaqus} := 1533 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{if}(M_{Ed.ok.abaqus} < M_{Rd.ok}, \text{"OK"}, \text{"IKKJE OK"}) = \text{"OK"}$$

E.4 Utkragar - viaduktside

E.4.1 Tverrsnittsegenskapar

Flenstjukkuleik $t_f := 180 \cdot \text{mm}$

Flensbreidd $b_f := 7000 \cdot \text{mm}$

Stegtjukkuleik: $t_w := 620 \cdot \text{mm}$

Stegbreidd $b_w := 5000 \cdot \text{mm}$

Total høgd $h := 800 \cdot \text{mm}$

Nøytralakse frå underkant
$$z_C := \frac{\frac{t_w}{2} \cdot t_w \cdot b_w + \left(t_w + \frac{t_f}{2}\right) \cdot t_f \cdot b_f}{t_w \cdot b_w + t_f \cdot b_f} = 426 \cdot \text{mm}$$

2. arealmoment

$$I_y := \frac{b_w \cdot t_w^3}{12} + \left(\frac{t_w}{2} - z_C\right)^2 \cdot b_w \cdot t_w + \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + \left(t_w + \frac{t_f}{2} - z_C\right)^2 \cdot b_f \cdot t_f = 246 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Nominell overdekning OK $c_{\text{nom.ok}} := 30 \cdot \text{mm}$

Nominell overdekning UK $c_{\text{nom.uk}} := 25 \cdot \text{mm}$

Armeringsdiameter UK $\varnothing_{\text{uk}} := 12 \cdot \text{mm}$

Armeringsdiameter OK $\varnothing_{\text{ok}} := 12 \cdot \text{mm}$

Tverrarmering OK $\varnothing_{\text{tverr.ok}} := 16 \cdot \text{mm}$

Tverrarmering UK $\varnothing_{\text{tverr.uk}} := 12 \cdot \text{mm}$

Avstand frå OK til armeringas tyngdepunkt i UK $d := h - c_{\text{nom.uk}} - \varnothing_{\text{tverr.uk}} - \frac{\varnothing_{\text{uk}}}{2} = 757 \cdot \text{mm}$

Avstand frå UK til armeringas tyngdepunkt i OK $d' := h - c_{\text{nom.ok}} - \varnothing_{\text{tverr.ok}} - \frac{\varnothing_{\text{ok}}}{2} = 748 \cdot \text{mm}$

Armeringsmengde UK $A_s := 34 \cdot \left(\varnothing_{\text{uk}}^2 \cdot \frac{\pi}{4}\right) = 3845 \cdot \text{mm}^2$

Armeringsmengde OK $A'_s := 48 \cdot \left(\varnothing_{\text{ok}}^2 \cdot \frac{\pi}{4}\right) = 5429 \cdot \text{mm}^2$

E.4.2 Moment - strekk i underkant

Effektiv breidd av T-tverrsnitt:

$$b_1 := 1000 \cdot \text{mm} \quad b_2 := 1000 \cdot \text{mm} \quad l_0 := 3500 \cdot \text{mm}$$

$$b_{\text{eff.1}} := 0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_0 = 550 \cdot \text{mm} \quad \text{if}(b_{\text{eff.1}} \leq b_1, b_{\text{eff.1}}, b_1) = 550 \cdot \text{mm}$$

$$\text{if}(b_{\text{eff.1}} \leq 0.2l_0, b_{\text{eff.1}}, 0.2l_0) = 550 \cdot \text{mm}$$

$$b_{\text{eff.1}} := 550 \cdot \text{mm}$$

$$b_{\text{eff.2}} := b_{\text{eff.1}} = 550 \cdot \text{mm}$$

$$b_{\text{eff}} := b_{\text{eff.1}} + b_{\text{eff.2}} + b_w = 6100 \cdot \text{mm}$$

$$b_{\text{eff}} := \min(b_{\text{eff}}, b_f) = 6100 \cdot \text{mm}$$

Midlare avstand til armeringas tyngdepunkt

$$d'_{\text{mp}} := \frac{5 \cdot 90 \text{mm} + 8 \cdot 190 \text{mm}}{13} = 152 \cdot \text{mm}$$

$$d_{\text{mp}} := h - d'_{\text{mp}} = 648 \cdot \text{mm}$$

$$d_m := \frac{A_s \cdot d + d_{\text{mp}} \cdot A_{p.\text{tot}}}{A_s + A_{p.\text{tot}}} = 660 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet i brubane med strekk i UK:

$$M_{\text{Rd.uk}} := (f_{\text{sd}} \cdot A_s + f_{\text{pd}} \cdot A_{p.\text{tot}}) \cdot \left(d_m - \frac{t_f}{2} \right) = 23858 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll av momentkapasitet, strekk i UK:

Strekk i underkant frå Abaqus

$$M_{\text{Ed.uk.abaqus}} := 2620 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{if}(M_{\text{Ed.uk.abaqus}} < M_{\text{Rd.uk}}, \text{"OK"}, \text{"IKKJE OK"}) = \text{"OK"}$$

Kontroll av trykkspenningar i flens

$$\sigma_{\text{cd}} := \frac{M_{\text{Ed.uk.abaqus}}}{t_f \cdot b_{\text{eff}} \cdot \left(d - \frac{t_f}{2} \right)} = 3.58 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{if}(\sigma_{\text{cd}} \leq f_{\text{cd}}, \text{"OK"}, \text{"IKKJE OK"}) = \text{"OK"}$$

E.4.3 Moment - strekk i overkant

For strekk i overkant blir tverrsnittet behandla som eit rektangulært tverrsnitt med breidd lik stegbreidda b_w .

Midlare avstand til total armering i OK

$$d'_{mp} := 500 \cdot \text{mm}$$

$$d'_m := \frac{d'_{mp} \cdot A_{p.tot} + d' \cdot A'_s}{A_{p.tot} + A'_s} = 536 \cdot \text{mm}$$

Relativ trykksonehøgd for balansert armert tverrsnitt

$$\alpha_{bal} := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \left(\frac{f_{pd}}{E_p} - \epsilon'_{p0} \right)} = 1.17$$

Balansert armeringsmengd

$$A_{p.bal} := 0.8 \alpha_{bal} \cdot b_w \cdot d'_m \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} = 27859 \cdot \text{mm}^2$$

Armeringsmengd i flens

$$A'_s = 5429 \cdot \text{mm}^2$$

Klassifisering av tverrsnitt for strekk i OK:

$$\text{if}(A'_s < A_{s.bal}, \text{"Underarmert"}, \text{"Overarmert"}) = \text{"Underarmert"}$$

Tverrsnittet for strekk i OK er underarmert.

Relativ trykksonehøgd for underarmert tverrsnitt

$$\alpha_{und.arm} := \frac{f_{pd} \cdot A_{p.tot} + f_{sd} \cdot A'_s}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d'_m} = 1.41$$

Momentkapasitet i brubane med strekk i OK:

$$M_{Rd.ok} := 0.8 \cdot \alpha_{und.arm} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_{und.arm}) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d'_m{}^2 = 9873 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll av momentkapasitet, strekk i OK:

Strekk i overkant frå Abaqus

$$M_{Ed.ok.abaqus} := 13610 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{if}(M_{Ed.ok.abaqus} < M_{Rd.ok}, \text{"OK"}, \text{"IKKJE OK"}) = \text{"IKKJE OK"}$$

F Analyse med redusert spennarmeringsareal

F.1 Risslast og aksialkraftkapasitet

Betraktar 1 spennband. Det vert nytta langtids E-modul ved berekning av det transformerte arealet.

$$\text{Spennarmeringsareal med 13 kablar} \quad A_{ps} = 16173 \text{mm}^2$$

$$\text{Transformert tverrsnitt etter lang tid med 13 kablar} \quad A_{ts,l} = 880668 \text{mm}^2$$

$$\text{Effektiv spenning i spennarmering} \quad \sigma'_p := \frac{F'_p}{A_{p,kabel}} = 888 \text{MPa}$$

$$\text{Betongspenning} \quad \sigma_{c0} := \frac{\sigma'_p \cdot A_{ps}}{A_{ts,l}} = 16.3 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Risslast med 13 kablar} \quad S_{riss} := (|\sigma_{c0}| + f_{td}) \cdot A_{ts,l} = 15836 \text{kN}$$

Vidare vert verdiar for risslasta berekna i Excel-ark. Raude celler syner til antal gjenstående kablar i kvart strekkband ved opprissing og brudd.

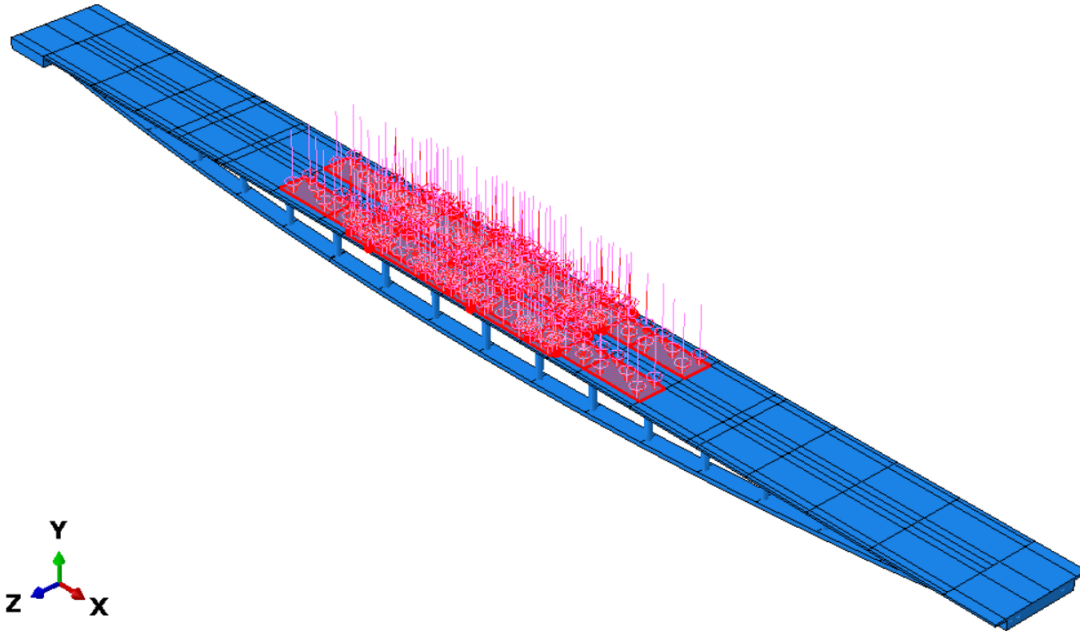
Antall kablar	At [mm ²]	σ_{c0} [Mpa]	S_riss [kN]	S_Rd,red [kN]	S_Ed [kN]
13	880678	16,31	15841	20314	15330
12	840626	15,05	14066	18751	15330
11	800574	13,80	12391	17188	15330
10	760522	12,54	10817	15626	15330
9	720469	11,29	9344	14063	15330
8	680417	10,04	7971	12501	15330
7	640365	8,78	6698	10938	15330
6	600313	7,53	5526	9376	15330
5	560261	6,27	4455	7813	15330
4	520209	5,02	3484	6250	15330
3	480156	3,76	2613	4688	15330
2	440104	2,51	1843	3125	15330
1	400052	1,25	1174	1563	15330

Redusert aksialkraftkapasitet vert rekna ut ved å fjerne spennareal tilsvarande 1 spennkabel i kvart steg.

F.2 Nedbøying

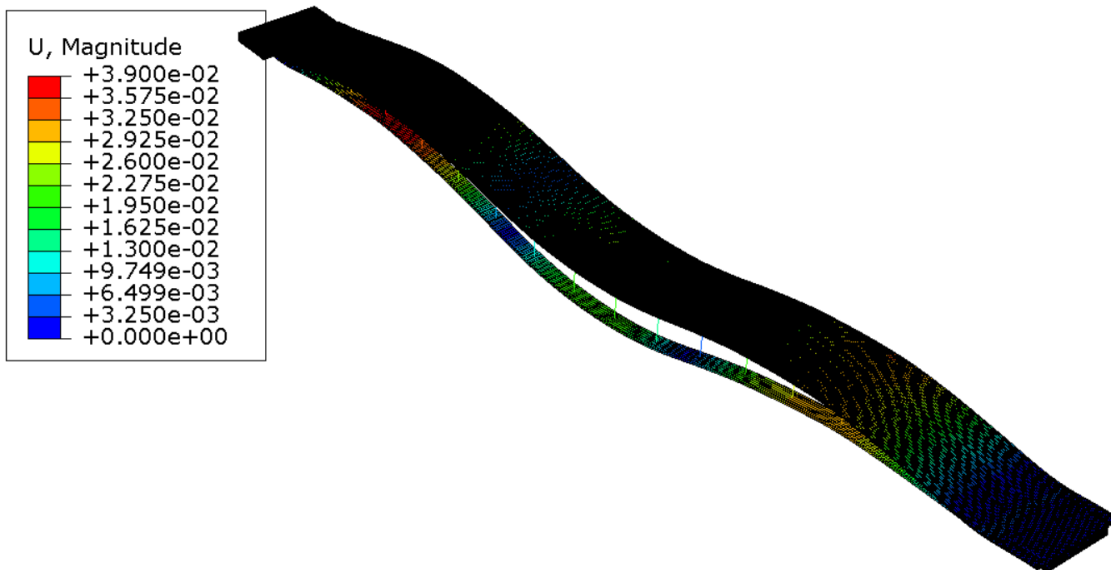
Nedbøyingane i contour-plottet er gjeve i [m].

Plassering av trafikklast



Maksimal nedbøying med alle spennkablar

Grunna tettleiken på meshet er det vanskeleg å sjå fargekonturen i brubanen, men det kan synast i strekkbandet at maks verdi på midten er 26 mm. I brubana er det ein gul lokal deformasjon på midten, som vert lest av til 29,3 mm.



Maksimal nedbøying ved fjerning av 3 spennkabler i kvart strekkband

