

Tilstandsvurdering og beregning av skadd betongbru: Nerlandsøybrua

Richard Fjeldavli
Petter Hauge Johansen

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)
Innlevert: juni 2015
Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2015

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 10.juni 2015	ANTALL SIDER: 198 + 319 vedlegg
------------------------------------	-----------------------	------------------------------------

TITTEL:

Tilstandsvurdering og beregning av skadd betongbru: Nerlandsøybrua

Evaluating and calculation of damaged concrete bridge: The Nerlandsøy bridge

UTFØRT AV:

Petter Hauge Johansen
Richard Fjeldavli



SAMMENDRAG:

Denne oppgaven vurderer tilstanden og beregner kapasiteten til Nerlandsøybrua. Brua er beregnet for både prosjektert tilstand og skadd tilstand, hvor skadeomfanget som fremkom av feltundersøkelser er blitt tatt i betraktning.

Brua er ei bjelke-platebru som har 20 spenn og én søylerekke. Brua er totalt 404 m og har et hovedspenn på 40 m som er spennarmert. Brua har kun en kjørebane og møteplass på midten i hovedspennet. Den ble oppført i 1967.

Brua har korrosjonsskader som kommer av kloridinntrenging. Tilstanden til brua ble undersøkt ved feltarbeider. Det ble gjort målinger av overdekning, undersøkt om det fantes bom områder, betongens kloridinnhold ble målt og armering ble blottlagt for å se etter korrosjonsprodukter og å måle diameter til armeringen for å se hvilke grad av skadene en skulle ta med videre til beregningene.

Det ble funnet korrosjonsprodukter, men reduksjonen av armeringstverrsnitt var svært liten, generelt sett var det under 1% reduksjon av de armeringsjern som ligger ytterst i konstruksjonen som var korrodert bort. Dette gir et veldig lite tap av kapasitet.

Det er i hovedsak blitt brukt NS 3473 for beregninger av brua og Statens vegvesens håndbok 238 for laster. Bruas kapasitet er generelt sett god nok for momenter og skjærkrefter, det er for torsjon i hovedspennet at brua ryker. Utnyttelsesgraden er her hele 2.80 for strekkbrudd. Det anbefales å stenge møteplassen.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad og Ragnhild Holen Relling

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet som en avsluttende oppgave for 2-årig master ved Norges tekniske og naturvitenskapelige universitet ved instituttet for konstruksjonsteknikk.

Oppgaven er et samarbeid mellom studentene Petter Hauge Johansen og Richard Fjeldavli, med professor Terje Kanstad som intern veileder. Ekstern samarbeidspartner er Statens vegvesen med Ragnhild Holen Relling ved region midt, som veileder. Oppgaven ble utført over en periode på 20 uker og representerer 30 studiepoeng.

Gjennom denne masteroppgaven har vi tilegnet oss kunnskaper om bruprosjektering og bruk av rammeprogrammet NovaFrame. Vi har opparbeidet kunnskaper om skademekanismer i betongkonstruksjoner samt konsekvenser av disse. Litteratur som er brukt er hentet fra fagbøker, Staten vegvesens håndbøker, norske og europeiske standarder, artikler, internett og intern samt ekstern veileder.

Vi ønsker og rette en stor takk til våre veiledere, Professor Terje Kanstad ved institutt ved konstruksjonsteknikk og Ragnhild Holen Relling ved Statens vegvesen, for veiledning og god støtte under masteroppgaven.

Sammendrag

Denne masteroppgaven tar for seg Nerlandsøybrua. Vurderer tilstanden til brua på bakgrunn av egen bruinspeksjon og en tilstandsrapport gjort av Rambøll i 2011. Bruas kapasitet er blitt beregnet i uskadd tilstand og for skadetilstanden brua er vurdert til.

Nerlandsøybrua ligger i Herøy kommune i Møre og Romsdal. Det er ei bjelke platebru med 20 spenn som varierer i tre lengder, 16 meter, 22 meter og hovedspennet på 40 meter. Brua har kun ett kjørefelt og en møteplass på midten. Den er bygd med en søylerekke og T-tverrsnitt med varierende bjelkehøyde. Brua er spennarmert i hovedspennet og tilstøtende spenn. Nerlandsøybrua er klassifisert til bruksklasse BK10 – T50. Dette tilsvarer tillat totalvekt for vogntog på 50 tonn og aksellast på 10 tonn.

Kapasitetskontroll er utført for brua slik den var prosjektert. Tverrsnittsdata til beregninger er hentet fra tegningsgrunnlaget for ferdig brutegninger fra Dr. Techn. Olav Olsen A.S. Brua er utsatt for korrosjonsskader, det er derfor gjort et litteraturstudium på relevante nedbrytningsmekanismer i betong og konsekvensen av disse. Det er foretatt egen inspeksjon av brua, søyler akse 2-6 og bruflaten mellom akse 2 og 3 er undersøkt. På bakgrunn av egne data fra feltundersøkelsen og spesialinspeksjonsrapport gjort av Rambøll i 2011 er det blitt antatt et skadeomfang for hele brua. Kapasitet av skadd bru er deretter beregnet.

Det er blitt gjort kapasitetskontroll av hele bruoverbygningen og søyler i akse 9-12. Rammeprogrammet NovaFrame er brukt for å få ut kritiske karakteristiske krefter. Karakteristiske laster og dimensjonerende lastkombinasjoner er bestemt etter statens vegvesens håndbok 238 *Bruklassifisering. NS3473 prosjektering av konstruksjoner* er brukt ved kapasitetsberegninger.

Ved bruinspeksjon ble det målt overdekninger, kloridinnhold i betongen og det ble blottlagt armering i 2 søyler og på noen steder i felt mellom akse 2 og 3 for å se i hvor stor grad armeringen var påvirket av korrosjon. Det ble påvist korrosjonsprodukter. Det ble målt armeringsdiameter etter at korrosjonsproduktet var pusset vekk. Det viste seg at selv om det er oppstått korrosjon har disse skadene ikke påvirket konstruksjonens bæreevne i stor grad enda, under 1 %.

Resultatene fra kapasitetskontrollen viser at bruas bæreevne i prosjektert tilstand er svært høyt utnyttet og i noen kapasitetskontroller er utnyttelsesgraden mer enn 1,0. Det viser seg at den mest utnyttede kapasiteten er samtidig virkning fra skjær og torsjon i hovedfeltet, her er utnyttelsesgraden oppe i hele 2,80 for strekkbrudd. Kapasiteten er generelt sett høyt utnyttet for feltmoment og støttemoment. Skjær kapasiteten er god for hele brua i både primær- og sekundærretning. Noen av søylene er overutnyttet med tanke på moment om y-

akse i bunn. Dette kommer av stor vindpåvirkning. Søylene i hovedspennet er også sterkt påvirket av laster som kommer fra svinn og temperatur.

Ved beregning av skadd tilstand er det blitt beregnet med en reduksjon av armeringstverrsnitt i henhold til de skader som ble påvist ved feltarbeider og sett i sammenheng med resultatene Rambøll fikk ved sin inspeksjon.

Det er ikke kapasitetsreduksjonen i forhold til skadene som gjør at kapasiteten til Nerlandsøybrua er for dårlig, brua som er prosjektert er for slank og har for liten kapasitet i forhold til dagens bruksklasse. Kapasitetskontroller overskrides med dagens bruk av sikkerhets- og lastfaktorer.

Abstract

This thesis examines the Nerlandsøy Bridge. Considering the condition of the bridge based on our own bridge inspection and a status report made by Rambøll in 2011. The bridge capacity has been calculated in undamaged condition and for damage condition the bridge is assessed to.

Nerlandsøy Bridge located in Herøy municipality in Møre og Romsdal. It is a beam plate bridge with 20 spans ranging in three lengths, 16 meters, 22 meters and a main span of 40 meters. The bridge has only one lane and a meeting place in the middle. It has been built with a row of columns and T-sections with variable beam height. The bridge reinforced with tension reinforcement in the main span and the adjacent spans. Nerlandsøy bridge are classified for use at class BK10 - T50.

Capacity control is performed for the bridge as it was planned. Cross-sectional data for calculations is taken from the subscription material for finished bridge drawings from Dr. Techn. Olav Olsen A.S. The bridge is prone to corrosion; it is therefore made a literature study on relevant degradation mechanisms in concrete and the consequences of these. It is made separate inspection of the bridge, columns axis 2-6 and the bridge beam between axis 2 and 3 are examined. Based on the data from field survey and specialist inspection report made by Rambøll in 2011, it has been assumed a level of injuries for the entire bridge. Capacity of damaged bridge is then calculated.

It has been made capacity control of the entire bridge spans and columns in the axis 9-12. The framework program Nova Frame is used to extract critical characteristic forces. The Statens vegvesen Manual 238 Bruklassifisering determines characteristic loads and design load combinations. NS 3473 design of structures are used at capacity calculations.

In the bridge inspections it was measured cover depth, chloride content of the concrete and it was exposed reinforcement in two columns and at some places in the bridge beam field between the axis 2 and 3 to see the extent to which the reinforcement was affected by corrosion. It was proven corrosion products. It was measured reinforcement diameter after corrosion product was sanded away. It turned out that even though it is occurring corrosion, these damages are not affected structure bearing capacity largely even, below 1%.

The results of the capacity control shows that the bridge's load-bearing capacity in the projected state is very highly utilized and in some capacity utilization controls are more than 1.0. It turns out that the most exploited capacity is simultaneously effective shear and torsion in the main field, here the utilization rate is as high as 2.80 in tensile failure. Capacity is generally highly utilized for field bending moments and support bending moments. Shear capacity is good for the entire bridge in the primary direction. Calculations in the lateral

direction of the bridge deck has shown that the capacity is good enough. Some of the columns is over exploited in terms of the bending moment around the y-axis at the base. This is because of large wind influence. Pillars of the main span is also strongly influenced by loads coming from shrinkage and temperature.

When calculating the damaged state, it has been calculated with a reduction of reinforcement cross section according to the damage that was detected by fieldwork and seen in relation to the results Rambøll received at their inspection.

There is no capacity reduction in relation to the injuries that enables capacity to Nerlandsøy bridge is too low, the bridge that is planned is too slim and has too little capacity compared to current used class In the main span. Some capacity controls exceeded with the current use of security and load factors.

Innhold

1	Innledning	1
2	Standarder og regelverk	3
2.1	Standarder	3
2.2	Håndbøker	3
2.2.1	Bruprosjektering.....	3
2.2.2	Bruklassifisering.....	4
3	Dimensjoneringsgrunnlag	5
3.1	Nerlandsøybrua	5
3.2	Byggematerialer	7
3.2.1	Betong	7
3.2.2	Slakkarmering.....	8
3.2.3	Spennarmering.....	9
3.3	Armeringsmengder	10
3.4	Betongoverdekning	11
4	Modellering i NovaFrame	13
4.1	Noder og elementer	16
4.2	Randbetingelser.....	18
4.3	Overbygning.....	19
4.4	Søyler	20
4.5	Fundament.....	20
4.6	Fuge	20
4.7	Spennarmering	21
5	Laster.....	23
5.1	Permanente laster	23
5.1.1	Egenvekt	23
5.1.2	Spennarmering.....	25
5.1.3	Svinn	29
5.1.4	Kryp	31
5.1.5	Totale bidrag fra permanente laster	33

5.2	Natur laster	34
5.2.1	Vind	34
5.2.2	Temperaturlaster	39
5.3	Kjøretøylast.....	43
5.3.1	Beregnet lastplassering i lengderetning.....	46
5.3.2	Feltmoment, brubjelke.....	49
5.3.3	Støttemoment, brubjelke.....	50
5.3.4	Skjær, brubjelke.....	51
5.3.5	Torsjon i bjelken	52
5.3.6	Lastplassering for krefter i søyler	53
5.3.7	Bremselast.....	54
5.4	Lastkombinasjoner for bruddgrensetilstand	55
5.5	Dimensjonerende krefter	58
6	Bruddgrensetilstand lengderetning av overbygning	67
6.1	Dimensjonerende krefter	67
6.2	Moment	68
6.2.1	Reduksjon av støttemoment.....	74
6.2.2	Momentomlagring	76
6.3	Skjær	77
6.4	Torsjon.....	86
6.4.1	Snitt A-A.....	87
6.4.2	Snitt B-B.....	92
7	Bruddgrensetilstand tverretting av overbygning.....	92
7.1	Dimensjonerende moment	93
7.1.1	Moment fra egenlast	93
7.1.2	Moment fra trafikklast	95
7.1.3	Totalt dimensjonerende moment i tverretting.....	98
7.2	Momentkapasitet.....	99
7.3	Dimensjonerende skjærkraft.....	104
7.4	Skjærkapasitet	108

8	Søylar i bruddgrensetilstand	109
8.1	Slankhet	110
8.1.1	Slankhetsgrenser	110
8.2	Dimensjonerende krefter	111
8.2.1	Knekk lengde	111
8.2.2	Moment og Normalkraft.	118
8.2.3	Oppsummering av søyle 9, 10 og 12	126
9	Betong og bestandighet	129
9.1	Betong	129
9.2	Bestendig betong	129
9.3	Armeringskorrosjon	131
9.4	Nedbrytningsmekanismer	132
9.4.1	Karbonatisering	132
9.4.2	Klorider	134
9.4.3	Frostskader	136
9.5	Katodisk beskyttelse	136
10	Tilstand – verifikasjon av Nerlandsøybrua	139
10.1	Visuell inspeksjon	139
10.1.1	Søylar	139
10.1.2	Brubjelke	141
10.2	Bom	142
10.3	Riss målinger	143
10.4	Overdekning	144
10.5	Kloridprøver utført av studentgruppe	145
10.5.1	Utførelse	145
10.5.2	Resultater fra Kloridprøver	147
10.6	Armeringens tilstand	150
10.6.1	Armering i søylar	150
10.6.2	Armering i bjelke	152
10.7	Målinger og data fra Rambøll's spesialinspeksjon.	155

10.8	Vurdering av skader.....	159
10.8.1	Søyler og fundamenter.....	159
10.8.2	Brubjelke	161
10.8.3	Bruplate	163
10.9	Videre bruk av data – hovedspennets tilstand.....	163
11	Sammenligning av resultater	165
11.1	Momentkapasitet av bjelke	165
11.2	Skjærkapasitet til bjelke	166
11.3	Torsjonskapasitet i bjelke	168
11.4	Dimensjonerende momenter fra NovaFrame-modell	168
11.5	Søyler	169
11.5.1	Søyle i akse 9	169
11.5.2	Søyle 11	170
12	Kapasitetskontroll av skadet bro.....	173
12.1	Overbygning.....	173
12.1.1	Momentkapasitet.....	173
12.1.2	Skjærkapasitet.....	175
12.1.3	Torsjonskapasitet	176
12.2	Søyler	176
13	Oppsummering av resultater	179
14	Konklusjon	181
14.1	Videre arbeider.....	182

1 Innledning

Bakgrunnen for denne masteroppgaven er at det er et stort etterslep i vedlikehold på brukonstruksjoner i Norge. Stadig flere bruer trenger oppfølging og reparasjoner. Norges land og Statens vegvesen som største forvaltende organ, har derfor nytte av at kunnskapen rundt temaet økes og at studenter lærer seg å beregne og tilstandsvurdere skadde betongkonstruksjoner.

Betong er det materialet som blir benyttet mest i brukonstruksjoner. Det egner seg godt til dette formålet på grunn av dets relativt gode bestandighet, styrke og formbarhet.

En av bruene som er skadd er Nerlandsøybrua som ligger i Herøy kommune i Møre og Romsdal. Nerlandsøybrua stod ferdig i 1967. Brua er en bjelke-platebru i betong. Frem til 1970 tallet ble betong sett på som et vedlikeholdsfritt materiale. Standardene fokuserte på styrke og kapasitet, det ble i liten grad stilt krav til overdekning og betongkvalitet i forhold til miljøpåkjenninger. Skader som oppstår på betongbruer fra 1960 – 1980 kan komme av følgende årsaker:

- Mangelfull konstruksjonsutforming og detaljløsning.
- Feil material sammensetning.
- Dårlig utførelse ved bygging.

I denne oppgaven skal Nerlandsøybruas tilstand og kapasitet verifiseres, det skal undersøkes følgende:

- Verifikasjon og beregning av kapasiteten til uskadd bru.
- Beskrive skadeomfanget med bakgrunn i egne feltarbeider og tilstandsrapporter fra Rambøll.
- Verifikasjon og beregning av kapasiteten til brua hvor sannsynlig skadeomfang er inkludert.

Kapasitetskontroll er utført i henhold til NS 3473 og laster kontrolleres i henhold til statens vegvesens håndbøker. NovaFrame er benyttet for å bestemme lastvirkningene på konstruksjonen fra de forskjellige lastene. Det finnes i dag ingen regelverk som bestemmer hvordan en skal vurdere og beregne skadde betongkonstruksjoner, det er derfor foretatt et litteraturstudium som omhandler skader og skademekanismer i betong som er reelle for Nerlandsøybrua. Det er også foretatt et litteraturstudium på årsaker og konsekvenser av nedbrytningsmekanismer som kan være tilstede i bruer i langs kysten.

1 Innledning

2 Standarder og regelverk

Kapitelet tar for seg hvilke standarder og regelverk som er aktuell i denne oppgaven. Dette er litt spesielt siden det er en bru som allerede eksisterer, derfor er det valgt å bruke Norsk standard og Eurokoder som supplement. I tillegg må håndbøker og normaler fra vegvesen tas til etterretning.

2.1 Standarder

Eurokoder erstattet Norsk standard 1. april i 2009, noe som resulterer i at alle konstruksjoner prosjektert etter denne datoen må utføres i henhold til Eurokoder da de nasjonale standardene ble tilbaketrasket.

Statens vegvesen holder på å gjøre om sine håndbøker slik at de skal bli kompatibel med Eurokodene, dette arbeidet er ikke helt ferdig enda. Norsk standard blir benyttet i denne oppgaven, foruten om der hvor Norsk standard ikke strekker til.

Den mest sentrale standard i denne oppgave er NS 3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner [1] som er den betongstandarden som var gjeldende før eurokodene overtok. NS-EN 1992-1-1 Prosjektering av betongkonstruksjoner [2] er brukt hvis ikke NS 3473 er tilstrekkelig og for å finne hva som er blitt brukt som fri avstand mellom armerings lag er det blitt brukt NS 427 A [3]. Ved beregning av vindlaster på konstruksjonen er vindlaststandarden brukt NS-EN 1991-1-4 Laster på konstruksjoner- Allmenne laster- vindlast [4]. Når det gjelder temperaturlast er det da brukt NS-EN 1991-1-5 Laster på konstruksjoner- Allmenne laster- termiske påvirkninger [5].

2.2 Håndbøker

Håndbøker er statens vegvesen eget regelverk som er utgitt av vegdirektoratet. Håndbøkene blir utgitt på to nivåer, hvor nivå 1 omfatter normaler og retningslinjer godkjent av overordnet myndighet eller vegdirektoratet etter fullmakt, nivå 2 omfatter veiledning og er godkjent av den avdelingen som har fått fullmakt til dette i vegdirektoratet.

Veiledningene er mer detaljerte enn normalene og retningslinjene, de understøtter der hvor det mangler detaljer. Retningslinjene skal følges av statens vegvesen og av konsulenter og entreprenører som skal arbeide i vegvesenets prosjekter.

2.2.1 Bruprosjektering

Håndbok 185 Bruprosjektering også kalt Håndbok N400 [6] gjelder for prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet. Håndboken

2 Standarder og regelverk

supplerer standardene der de ikke har egne regler for prosjektering av brukonstruksjoner.

Prosjekteringsreglene gjelder for alle faser i konstruksjonens bygge- og levetid, samt reparasjons- og vedlikeholdstiltak som påvirker konstruksjonens bæreevne.

Prosjekteringsreglene setter også krav til sikkerhet for midlertidige bruer og konstruksjoner for forskaling, stillaser, reisverk og andre hjelpekonstruksjoner.

Det finnes i dag håndbok N400 som ble utgitt i 2009 og håndbok V499 som ble utgitt i 2011. N400 referer til Norsk standard og V499 referer til Eurokode. Den nye håndbok N400 som er basert på Eurokodene kommer ut i løpet av 2015 og vil overta for 2009 utgaven.

Siden brua er bygd på 60-tallet er det valgt å bruke 2009 versjonen av håndbok N400 sammen med Norsk Standard i hovedsak. Dette fordi en da forholder seg til norsk regelverk.

2.2.2 Bruklassifisering

Bruklassifisering brukes til å fastsette hvor stor tillatt trafikklast eksisterende bruer kan bære.

Beregninger kan gjøres ut fra eksisterende tegninger, tidligere beregninger, tilstand og dokumenterte materialkapasiteter. Dagens regelverk for klassifisering av bruer består av tre håndbøker:

- Håndbok 238 (Normaler): Bruklassifisering. Lastforskrifter for klassifisering av bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett.
- Håndbok 239 (Veiledning): Bruklassifisering. Lastforskrifter 1920-1973 og brunormaler 1912-1958.
- Håndbok 286 (veiledning): Bruklassifisering. Eksempler.

Bruene skal kontrolleres for de trafikklastene som er angitt i håndbok 238, herunder er det angitt fire forskjellige bruksklasser hvor det er krav til hjullast, aksellast, kjøretøylast osv.

Bruksklasse(BK) er betegnelsen på laster som de forskjellige veger kan tillates for[7]. Denne håndboken har også et vedlegg som gir veiledning for fastsettelse av materialfastheter med tilhørende materialfaktorer og lastfaktorer. For eksempel en BK10 veg skal kunne tåle et akseltrykk på 10 tonn og vogntoglast på 50 tonn.

Håndbok 239 gir en historisk oversikt over utviklingen av regelverket fram til 1973 med tanke på trafikk-, snø- og gangbanelaster. Den inneholder standardtegninger som har blitt benyttet for bruer hos Statens vegvesen. Håndbok 286 angir regneeksempler ved praktisk bruk av de to nevnte håndbøker.

3 Dimensjoneringsgrunnlag

Kapittel 3 tar for seg relevant informasjon om Nerlandsøybrua som er blitt brukt i denne oppgaven. I hovedsak er mesteparten av informasjonen hentet ut fra tegningsgrunnlaget, bøyelister, NS 3473 og NS 427 A som ble brukt ved prosjektering av brua. Det er også benyttet informasjon fra tidligere skrevet masteroppgave 2013 [8] og 2014[9]. Det som finnes av originalertegninger er laget av Dr.techn. Olav Olsen, disse er håndtegnet og har lite målsetting slik at noen kvalifiserte antagelser er tatt. De originaltegninger som er blitt benyttet ligger vedlagt i vedlegg A.

3.1 Nerlandsøybrua

Nerlandsøybrua ligger i Herøy kommune som ligger sør i Møre og Romsdal, se figur 3.1. Den går over et sund som kalles Søre Vaulen og brua forbinder Nerlandsøya og Bergsøya sammen. Broen befinner seg på fylkesvei 20 og er klassifisert som BKT8 40T i vegliste 2015 *Fylkes- og kommunalveger, Møre og Romsdal*. [10], men etter møte med veiledere ble det gitt at Nerlandsøysbrua er klassifisert som BK10 50T. Det er blitt brukt BK 10 50T for videre kalkulasjoner i oppgaven.



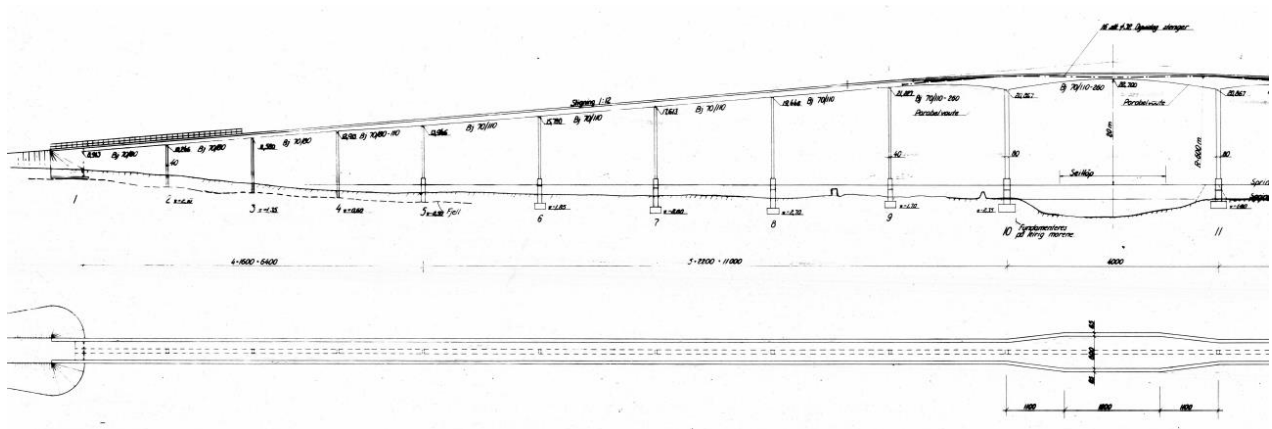
Figur 3.1 Nerlandsøybruas beliggenhet

Brua ble prosjektert av Dr. techn. Olav Olsen i løpet av 1965-66 og entreprenør Brødrende Aakvik vant anbudsrunden og kontrakten ble inngått 8. November 1965. Brua Måtte stå ferdig før 24. Desember 1966 ellers ble det 100,- kr i døgnmulkt. Prisen for å bygge brua var på snaue 1,3 millioner NOK inkludert mva.

3 Dimensjoneringsgrunnlag

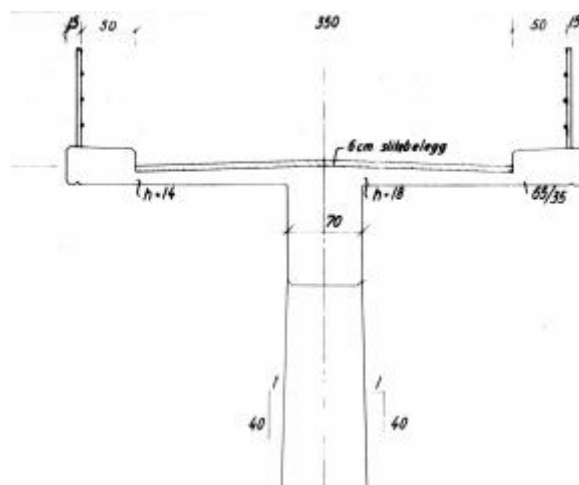
Brua består av et hovedspenn på 40 m, fem sidespenn på 22 m, femside spenn på 16 m mot Nerlandsøya og fem spenn på 22 m og fire spenn på 16 m mot Bergsøya. Total lengden på brua er 404 m uten landkarene. Fri seilings høyde er 20 m og bredde er på 20 m.

Akse 1 er i landkar på Bergsøya og akse 21 er i landkar på Nerlandsøya, se figur 3.2.



Figur 3.2 Oppriss og plan av Nerlandsøybrua akse 1 – 11

Total bredde på overbygningen er 4,80 m som fordeler seg over to kantdragere på 0,65 m på hver side og en vegbane på 3,50 m. I Hovedspennet er der en møteplass hvor brubanen har total bredde på 7,30 m, og dermed en veibane på 6 m. Figur 3.3 viser søyle med overbygning i mellom akse 5-9 og akse 12-16.



Figur 3.3 Oppriss av søyle og overbygning sett i lengderetningen.

Hovedspennet og de tilstøtende sidespennene er etter oppspent med Dywidag stag, mens resten av brua er slakkarmert. I søylene er det brukt glattstål til bøylearmering, og resterende av brua er det brukt kamstål.

Overbygningen består av plate og en bjelke som er støpt sammen til et monolitisk tverrsnitt. Dette gir et T-tverrsnitt med varierende høyde som er gunstig med hensyn på

momentkapasitet og opptredende krefter. Bevegelsesfugen er lagt i akse 12, denne skal ta ekspansjonen/kontraksjon.

Fundamentene er utført ned til fjell hvor dette var mulig og såle ble etablert der hvor avstanden ned til fjell var for stor. Her ble sålene lagt på leirig morene under frostfri dybde.

Søylene er rektangulær men har et varierende tverrsnitt, alle søylene har en bredde på 70 cm i toppen og varierer lineært nedover til fundament med et forhold på 40:1 mens dybden holdes konstant, de fleste søylene har en dybde på 40 cm, men de som sokner til hovedspennet har en dybde på 80 cm. Søyne som står i akse 12 er splittet i to fra fundament til søyletopp for å gi bevegelsesfuge i konstruksjonen, dybden på søyle 12 er to ganger 35 cm. Det er gunstig at søylene har denne typen utforming i forhold til utnyttelse av kapasitet. Det negative er at det er tatt lite hensyn til betongoverdekning noe som er uheldig da dette minsker levetiden til broen.

Brua består av ulike tverrsnitt, samme tverrsnitt gjelder for flere spenn av brua og i tabell 3.1 er det vist hvilke felt som har like tverrsnitt.

Tabell 3.1 Snitt som har samme tverrsnitt.

	Snitt i feltmidt	Snitt over opplegg
Akse	1-4 & 17-21	1-4 & 17-21
Akse	4-5 & 16-17	5-8 & 13-16
Akse	5-9 & 12-16	9
Akse	9-10 & 11-12	12
Akse	10-11	10-11

3.2 Byggematerialer

Nerlandsøybrua består i hovedsak av armert betong. Hovedspennet og de tilstøtende nabofeltene er spennarmert med dywidag stag. I Håndbok 238 [7] vedlegg 1 angis det materialfastheter, last- og materialfaktorer for bruer som eksisterer.

3.2.1 Betong

Betong er det byggematerialet som er mest anvendt i dag, og det kan brukes til ulike formål og til ulike konstruksjoner. Betong vil også i fremtiden være det dominerende byggematerialet for det har stor styrke(trykk), er formbart og relativt bestandig[11].

3 Dimensjoneringsgrunnlag

Betongen består av stein, sand, sementlim og eventuelle tilsetningsstoffer. Dette gjør at betongen ikke er et homogent materiale, og sammensetningen av disse ingrediensene vil avgjøre betongens egenskaper. Under aksialt trykk vil betongen oppføre seg duktilt [12].

I beregningssammenheng tar ikke betongen strekk, men den tar trykk. På ferdig brudegninger står det at det er brukt betongkvalitet B350 i hele brua, dette står angitt i tittelfeltet. I følge vedlegg 1 i håndbok 238 [7] ligger B350 veldig tett opp mot B25 i NS 3473 [1], det er dermed valgt å benytte fasthetene for B25 i videre utregninger.

3.2.2 Slakkarmering

Den lave strekkfastheten til betong må kompenseres ved å legge inn armering i betongens strekksoner. Armeringsstål tåler like mye spenninger i både strekk og trykk, men det er som regel strekkspenningene vi ønsker at armeringen skal ta. Armeringsstål vil begrense betongen i å risse opp i strekksoner og gir også en duktil oppførsel så lenge konstruksjonen er underarmert. I en underarmert konstruksjon vil armeringen flyte før betongen knuses. Dette er ønskelig fordi en vil se deformasjoner i konstruksjonen før den kollapser.

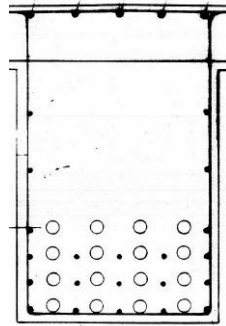
Ved oppføring av Nerlandsøybrua ble det brukt slakkarmering av tre kvaliteter, Ks50 og Ks40 som er kamstål og St. 37 som er glattstål. Tabell 3.2 viser materialdata for slakkarmeringen benyttet i Nerlandsøybrua.

Tabell 3.2 Materialdata for slakkarmering[7, 9]

Armeringstype	Kvalitet	Diameter[mm]	Karakteristisk fasthet f_{sk} [N/mm ²]
Kamstål	Ks 50	8-16	500
		20-32	480
	Ks 40	8-16	500
		20-32	380
Glattstål	St. 37	8-32	230
E-modul		E_{sk}	200000
Materialfaktor i bruddgrense		γ_s	1,25
Materialfaktor i bruksgrense		γ_{s1}	1,00

3.2.3 Spennarmering

I spennarmert betong påfører spennarmeringen trykkspenninger i betongen og spennarmeringen fordeles slik at virkningene av ytre laster blir til en viss grad motvirket. Spennarmeringen gis en initialtøyning som en strekkraft som er uavhengig av betongens tøyning. Trykkraften blir fordelt i endeforankringene eller ved at spennarmeringen får overføre heft langs armeringen til betongen[13].



Figur 3.4 Plassering av spennarmering i hovedspennet.
Spennarmering er sirkel med hvit fyll.

Det er lagt inn 16 dywidag stag med diameter på 32mm, alle stagene har lik lengde men er forskjøvet annen hver gang, se tegning 151-25 i vedlegg A. Figur 3.4 viser plassering av spennarmering midt i hovedspennet. Stagene er lagt i fire lag og er injisert med en injiseringsmasse slik at en får overført heft til betongkonstruksjonen langs stagets lengde og hindrer korrosjon. Materialdata for spennarmeringen sees i tabell 3.3.

Tabell 3.3 Materialdata for spennarmering [9]

Antall		16
Diameter	\varnothing	32 mm
Spenningsareal pr stag	A_p	804 mm ²
Totalt spenningsareal	$A_{p,total}$	12868 mm ²
Forspenningskraft pr stag	P_0	480,69 kN
Total forspenningskraft	$P_{0,total}$	7691 kN
Karakteristisk strekkgrense	f	918,5 N/mm ²
Karakteristisk 0,2%- strekkgrense	f_{02}	835 N/mm ²
E-modul	E_p	195000 N/mm ²
Materialfaktor i bruddgrense	γ_s	1,25
Materialfaktor i bruksgrense	γ_{s1}	1,00
Dimensjonerende spenning	$f_{pd} = \frac{f_{02}}{\gamma_s}$	668 N/mm ²

3.3 Armeringsmengder

All slakkarmering i form av lengdearmering er av Ks 50 i Søyler, bjelke og broplate. Bøyler i bjelken er av kvalitet Ks 40. Dimensjoner er oppgitt i tabell 3.4 - tabell 3.8.

Tabell 3.4 Armeringsmengder i søyler

Søyle 9	Lengdearmering	Bøylearmering
Snitt topp	30 Ø20	Ø10 c/c 250
Snitt midt	52 Ø20	
Snitt bunn	56 Ø20	
Søyle 10 & 11	Lengdearmering	Bøylearmering
Snitt topp	40 Ø20	Ø10 c/c 250
Snitt midt	66 Ø20	
Snitt bunn	88 Ø20	
Søyle 12	Lengdearmering	Bøylearmering
Snitt topp	54 Ø20	Ø10 c/c 250
Snitt midt	46 Ø20	
Snitt bunn	30 Ø20	

Tabell 3.5 Armeringsmengder midtfeltet

Felt	Strekkarmering	Trykkarmering	Spennarmering
Akse 1-4 & 17-21	24 Ø20	8 Ø20	-
Akse 4-5 & 16-17	22 Ø20	3 Ø20	-
Akse 5-9 & 13-16	30 Ø20	3 Ø20	-
Akse 9-10 & 11-12	9 Ø20	8 Ø20	16 Ø32
Akse 10-11	17 Ø20	5 Ø20	16 Ø32
Akse 12-13	40 Ø20	6 Ø20	-

Tabell 3.6 Armeringsmengde over støtte

Støtte	Strekkarmering	Trykkarmering	Spennarmering
Akse 1-4 & 17-21	32 Ø20	24 Ø 20	-
Akse 5-8 & 14-16	42 Ø20	14 Ø20	-
Akse 9	43 Ø20	15 Ø20	-
Akse 10 & 11	26 Ø20	11 Ø20	16 Ø32
Akse 13	48 Ø20	19 Ø20	-

Tabell 3.7 Skjærarmering ved støtte

Plassering	Lengdearmering	Bøylearmering	Hovedarmering bøyd opp i
Akse 1-4 & 17-21	32 \emptyset 20	2 \emptyset 10 c/c 100	2 \emptyset 20
Akse 5-8 & 13-16	32 \emptyset 20	2 \emptyset 10 c/c 150	2 \emptyset 20
Akse 9	33 \emptyset 20	2 \emptyset 10 c/c 150	2 \emptyset 20
Akse 12	6 \emptyset 20	2 \emptyset 10 c/c 100	-
Akse 10 & 11	26 \emptyset 20	2 \emptyset 10 c/c 120	-

Tabell 3.8 Armeringsmengder i bruplate

Plassering	Strekkarmering	Trykkarmering
Akse 1-9 & 11-21	\emptyset 12 c/c 80	\emptyset 12 c/c 200
Akse 10-11	2 \emptyset 12 c/c 90	\emptyset 12 c/c 200

3.4 Betongoverdekning

Betongoverdekning er viktig parameter for å kunne fastslå hvor armeringen ligger i snittet, figur 3.5 viser de overdekningskravene som var når bruene ble prosjektert. Det er nødvendige å vite hvor stor avstand det er mellom hvert armeringslag. I NS 427 A[3] står det: Anbringes stengene i to eller flere lag, skal den fri avstand mellom lagene ikke være mindre enn:

- 2,5 cm for $d \leq 16$ mm
- 3,0 cm for $d > 16$ mm

Dette er brukt videre der hvor det er hensiktsmessig å beregne felles tyngdepunkt til armering i flere lag. Tegning 151-14 viser til at betongoverdekningen er prosjektert med 5 cm i fundamenter, 2 cm i vegger og dekker. Tegning 151-11 viser til at betongoverdekningen i søylen er prosjektert til 3,5 cm.

Konstruksjoner, utførelsesmåter	Plater og vegger cm	Bjelker cm	Søyler cm
Dekket mot vær og fuktighet	1,5	2	3,5
Utsatt for vær og fuktighet	2	3	3,5
Konstruksjoner i nærheten av sjøvann	3	5	5
I vann, men støpt på det tørre, utsatt for bolgeslag, is eller vanntrykk	4	5	5
Undervannsstøpning	5	7	7

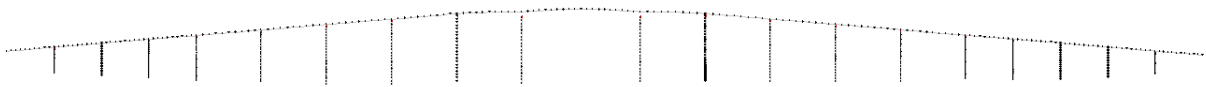
Figur 3.5: Overdekningskrav hentet fra NS 427A [3]

3 Dimensjoneringsgrunnlag

4 Modellering i NovaFrame

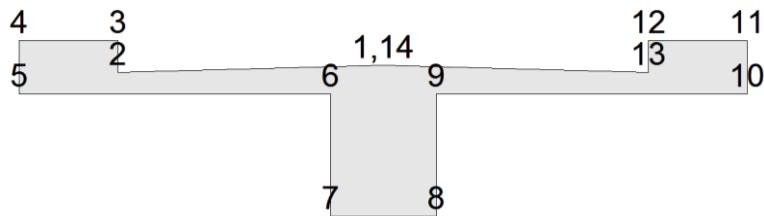
Nerlandsøybrua er modellert i NovaFrame etter arbeidstegninger Vedlegg A laget av Dr. techn. Olav Olsen.

Modelleringen starter med å definere referanselinje, denne angir kurvatur i forhold til horisontal og vertikal planet og et vilkårlig tverrsnitt kan tilknyttes. For å gjøre det enklere å modellere søyler blir det definert akser langs referanselinjen i horisontalplanet, disse blir vertikale referanselinjer. Referanselinjen er for bruoverbygningen satt til senter av kjørebanelen og toppen av brudekket. For søylene er den satt til senter av søylene. Dette gir et referansesystem vist i figur 4.1

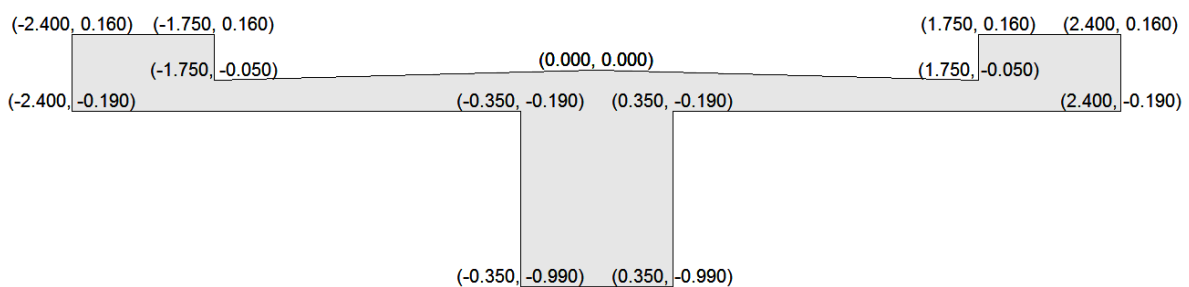


Figur 4.1 Referansesystemet

Snitt geometrien er innført i sections. Her plottes alle punkter tverrsnittet i rett rekkefølge mot klokken slik at en får en sluttet krets. Tverrsnittet dukker da opp når alle noder er plassert inn. Globalt aksesystem gir y-akse langs brubanen, x-akse på tvers av brubanen og z-akse normalt på brubanen. Figur 4.2 og 4.3 viser typisk hvordan tverrsnittene er blitt modellert.



Figur 4.2 Punktene som gjelder for alle tverrsnitt i brubanen



Figur 4.3 Tverrsnittet tegnes med koordinater i forhold til referanselinjen

4 Modellering i NovaFrame

Tverrsnittet kobles deretter opp til et gitt sted langs referanselinjen for plassering og ved ett gitt punkt i tverrsnittet eller for tverrsnittets geometriske tyngdepunkt. For brubanen er det koblet opp til punkt $x = 0.000$ og $z = 0.000$. For søylene er det koblet opp til det geometriske tyngdepunktet.

For å knytte snittene sammen modelleres det inn elementer langs brubanen og søyleaksene. Elementene går mellom definerte noder. Brua deles inn i elementer med valgfri lengde og med valgfri lengde mellom design sections i elementene. En får ut resultater fra beregninger i hvert designsection. I denne oppgaven er dette gjort slik at hvert element har en ca. lengde på 2 meter og med 0,2 ganger elementets lengde for avstanden mellom designsections i brubanen. Se tabell 4.1 for element lengder og avstand mellom designsections.

Tabell 4.1 Lengder på elementer og avstander mellom designsections

Felt	Elementlengde	Avstand mellom designsections
Akse 1-5 og 16-21	1,6 meter	0,32 meter
Akse 5-10 og 11-16	2,2 meter	0,44 meter
Akse 10-11	2 meter	0,40 meter

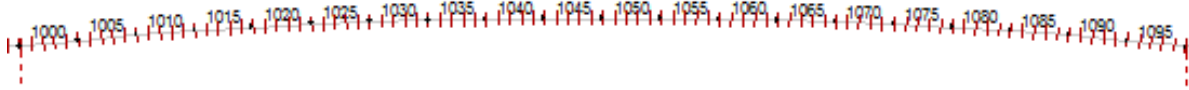
Det er modellert med 10 elementer mellom hver søyleakse fra 1-10 og 11 til 21. Her varierer lengden på spennene fra 16 til 22 meter. I hovedspennet er det blitt satt inn 20 elementer, dette gir da en lengde på 2 meter pr. element. For søylene er det modellert med 20 elementer i hver søyleakse og 0,2 ganger elementets lengde for avstand mellom designsections i elementene. Antall elementer og designsections er med på å gjøre beregningene mer nøyaktige, flere designsections gir nøyaktigere uthenting av tall. Figur 4.4 viser et typisk element med design sections og noder. Element 960 går fra node 960 til 970 med $0,2 * \text{ganger elementets lengde mellom designsections}$. De røde strekene er designsections.



Figur 4.4 Element 960, med noder og sections

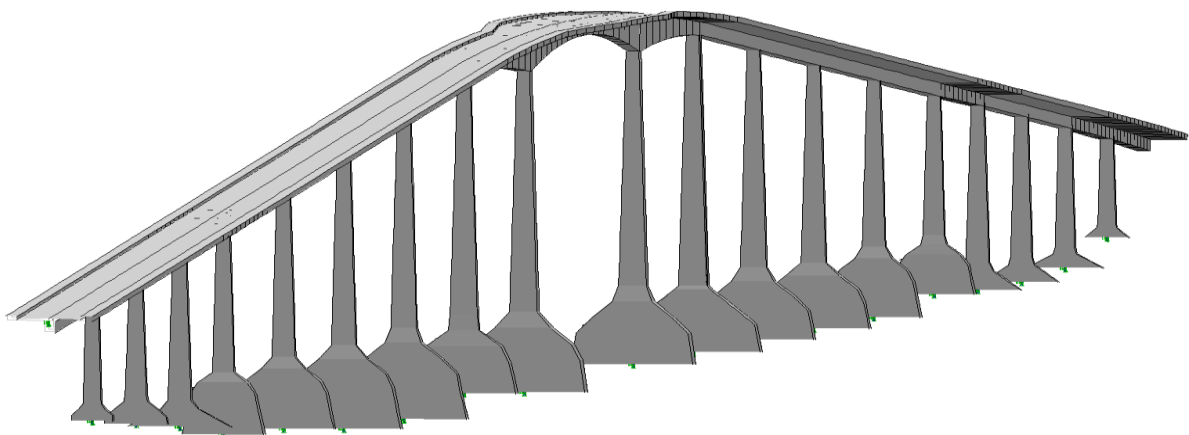
Nodene går i brubjelken fra node 100 i akse 1 til node 2100 i akse 21. Det er delt opp slik at nodene går fra 100 i akse 1, 200 i akse 2 osv. med et inkrement på 10 mellom hver node bortsett fra mellom akse 10 og 11, her er inkrementet 5. Dette gjør at en får dobbelt så

mange noder mellom akse 10 og 11. Elementene er bygd opp på samme måte. Figur 4.5 viser element oppbygningen for hovedspennet.

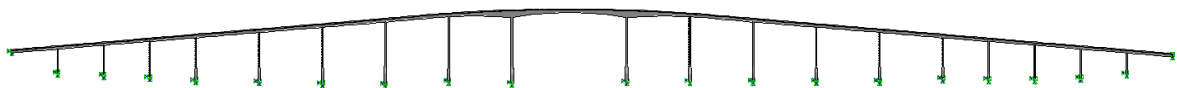


Figur 4.5 Elementoppbygning for hovedspennet.

Programmet kobler deretter snittene sammen ved rette strek mellom koordinatene som har samme nummerering i tverrsnittene. Det er derfor viktig at alle snitt i konstruksjonsdelen (bruooverbygningen, søylene) har likt antall punkter. En får da opp en modell av brua som vist i figur 4.6 og 4.7.

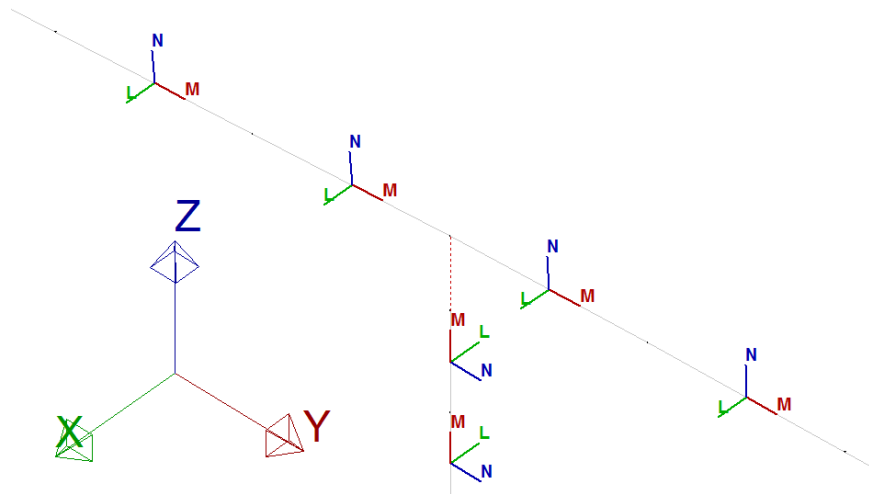


Figur 4.6 Modell av Nerlandsøybrua i NovaFrame.



Figur 4.7 Oppriss av Novaframe modell.

Det er valgt å se bort fra fundamentplate under søylefundamentene hvor det da er antatt fast innspenning under søylefundamentene. Landkarene er ikke modellert, men brubanen er modellert med fast innspenning da armerings føringen tilsier dette, se tegning 151-17 i vedlegg A. Har modellert brua med fugen som tar temperaturdifferansene i akse 12, dette er nærmere beskrevet i avsnitt 4.6.



Figur 4.8 Lokalt og globalt aksesystem for brua

NovaFrame opererer med et lokalt og et globalt aksesystem. Det lokale aksesystemet er L, M og N som gjelder for snittene. Det globale aksesystemet opererer med X, Y og Z koordinater. På figur 4.8 vises både globalt aksesystem og lokalt aksesystem for bruoverbygningen og søyler. Dette er viktig å vite når krefter skal hentes ut av programmet.

4.1 Noder og elementer

Noder legges inn manuelt under fanen Nodes og det er valgt Axis slik at det kan legges inn informasjon om hvilken node nummer start og slutt skal ha i forhold til de vertikale aksene.

Det er valgt å bruke 10 element pr felt i akse 1-10 samt 12-21 og 20 element i mellom akse 10-11 da det er dobbelt så langt spenn og derfor trenger dobbelt så mange elementer for å ha ca. like lang elementlengde. Søylerne pluss fundament er lagt inn med 20 elementer, dette for å få mest mulig nøyaktighet. I akse 12 er søylen splittet i to fra fundament og opp til overbygning, dette for å kunne modellere ekspansjonsfugen. Det er valgt å lage to lokale akser i akse 12 som er kalt akse 22 og 23 som går fra fundament og opp til overbygning. I tabell 4.2 sees en oversikt over inndeling i elementer og noder av Nerlandsøybrua.

Tabell 4.2 Oversikt over element nr., node nr. og inkrement

Overbygning			
Akse	Node	Element nummer	Inkrement
1-10	100-1000	100-990	10
10-11	1000-1100	1000-1095	5
12-21	1100-2110	1100-2100	10
Søyler/fundament			
Akse	Node	Element nummer	Inkrement
2	10201-10221	10201-10220	1
3	10301-10321	10301-10320	1
4	10401-10421	10401-10420	1
5	10501-10521	10501-10520	1
6	10601-10621	10601-10620	1
7	10701-10721	10701-10720	1
8	10801-10821	10801-10820	1
9	10901-10921	10901-10920	1
10	11001-11021	11001-11020	1
11	11101-11121	11101-11120	1
12	11201-11221	11201-11220	1
	+22201-22221	+22201-22220	1
	+22301-22321	+22301-22321	1
13	11301-13321	11301-13320	1
14	11401-11421	11401-11420	1
15	11501-11521	11501-11520	1
16	11601-11621	11601-11620	1
17	11701-11721	11701-11720	1
18	11801-11821	11801-11820	1
19	11901-11921	11901-11920	1
20	12001-12021	12001-12020	1

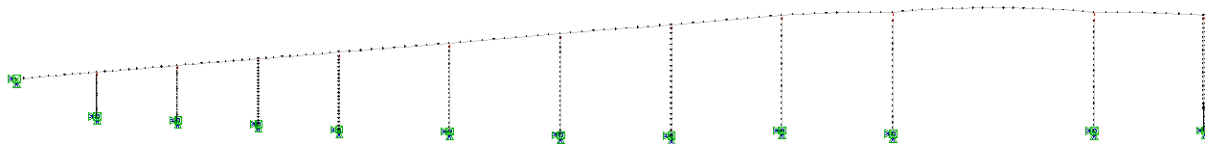
4.2 Randbetingelser

Randbetingelser er hvordan konstruksjonen blir fastholdt mot rotasjoner og translasjoner. I NovaFrame er det mulig å legge inn fastholding mot rotasjoner og translasjoner i x,y og z-retning.

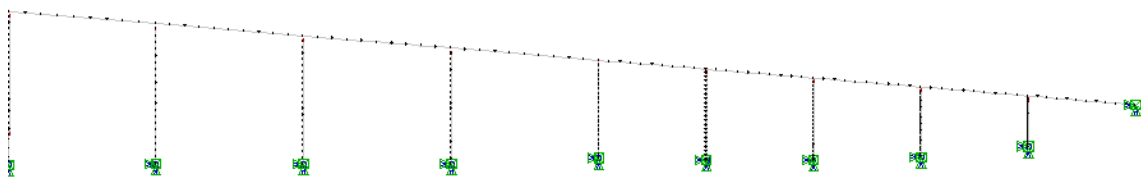
Ved å bruke master-slave knyttes søylene opp mot overbygningen, denne randbetingelsen er brukt mellom bruoverbygningen og søylene. Master-slave er en stiv forbindelse hvor den ene konstruksjonsdelen følger den andre. For vårt tilfelle er brubanen master og søylene slave. Dette betyr at søylene får samme rotasjon og forskyvning som brubanen i knutepunktet.

I bunnen av fundamentene er det modellert med ingen translasjoner i x, y eller z-retning og heller ingen rotasjoner om x-, y- og z-aksen, dette grunnet store fundamenter med ekstra såle på leirig morene eller at de er fundamentert direkte på fjell.

Landkarene er ikke modellert i modellen da de er massive og dermed ikke kunne ha noen translasjon hverken i x, y eller z-retning. Landkarene er store i utstrekning og bruoverbygningen føres inn 4,5 meter over landkarets yttervegg og det blir dermed ingen rotasjon om x-, y- eller z-retning. En får da et statisk system som vist i figur 4.9 og 4.10.



Figur 4.9 Statisk system for akse 1 til 12

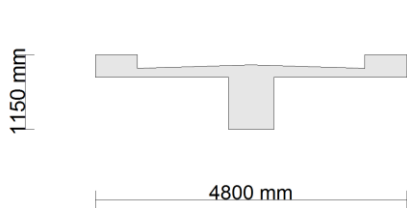


Figur 4.10 Statisk system for akse 12 til 21

4.3 Overbygning

Overbygningen har samme høyde over flere spenn, høyden varierer lineært mellom akse 4 og 5. Fra akse 9 til 12 varierer høyden på bjelken med parabelform. Akse 12-21 er speilvendt av akse 1-9, bare med ett ekstra spenn på 16 meter. Der hvor brubjelkehøyden er konstant eller varierer lineært, er det tegnet to snitt, ett i starten og ett i slutten. NovaFrame lager brubanen mellom ved å trekke rette strek mellom snittene som tegnes. Mellom akse 9 og 12 har det dermed vært nødvendig å lage snitt med kortere avstand mellom dem.

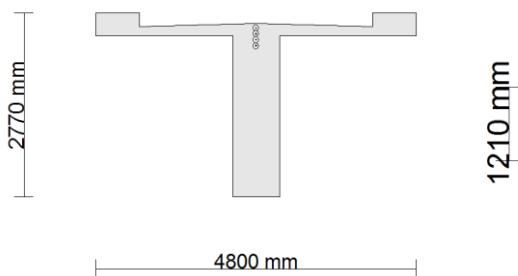
For å få frem parabelformen i modellen har det på grunn av tegningsdata vært gunstig å velge 2,2 meter mellom hvert snitt fra akse 9-10 og 11-12. I hovedspennet har det blitt tegnet opp snitt for hver 2. meter. Det har også vært nødvendig å ta hensyn til møteplassen som er i hovedspennet. Denne er også modellert inn med lineære utvidelser og konstant bredde. Nedenfor vises noen utvalgte snitt fra modelleringen i figur 4.11 – 4.14.



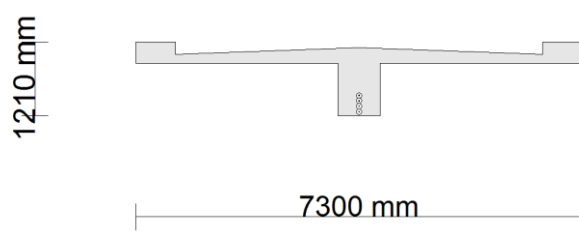
Figur 4.11 Tverrsnitt for akse 1-4 og 17-21



Figur 4.12 tverrsnitt for akse 5-9 og 12-16



Figur 4.13 Tverrsnitt over støtte akse 10 og 11



Figur 4.14 Tverrsnitt midt i hovedspennet

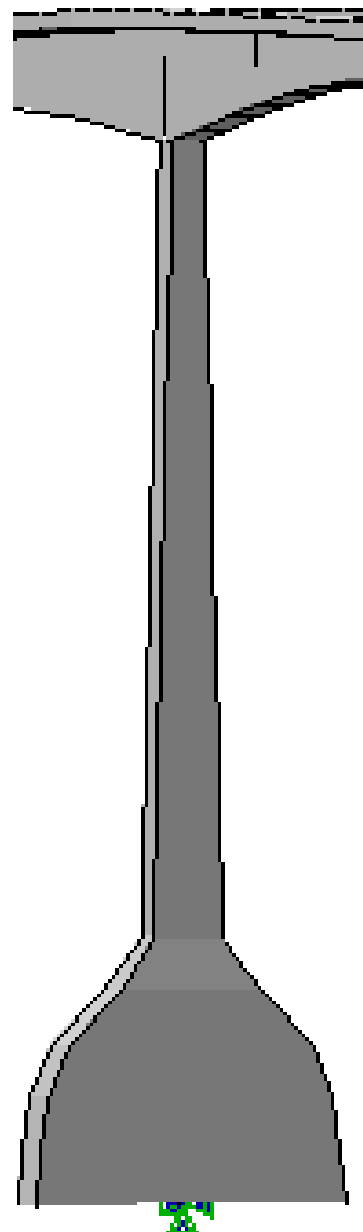
4.4 Søyler

Søylene modelleres ved at angitt kotehøyde og tilhørende tverrsnitt legges inn og deretter lager programmet rette streker mellom snittene som er angitt ved kotehøydene. Søylene har et tverrsnittsareal som varierer lineært. Alle søyler har en bredde på 0,70 m i toppen og øker lineært nedover på 40:1. De aller fleste har en tykkelse på 0,40 m, unntakene er søylene i akse 10, 11 og 12. tykkelsen er her 0,80 m og 0,35 m.

NovaFrame tillater ikke negative kotehøyder, noe som ble en liten utfordring da flere fundament ligger under kote 0. Løsningen ble å heve hele modellen slik at vi ikke fikk noen deler av konstruksjonen på negativ kote, det ble valgt ti meter for å gjøre det enklest mulig.

4.5 Fundament

Fundamentene er også modellert i NovaFrame, og har som søylene varierende tverrsnitt. De er ganske stor i forhold til søylene og vi har måttet utføre noen beregninger for å kunne modellere disse på grunn av manglende målsetning på arbeidstegningene. Fundamentene er modellert inn i NovaFrame sammen med søylene. For å få rett utforming på søylene er også disse tegnet opp i AutoCAD først, slik at en fikk nøyaktige data for tverrsnittets geometri. Figur 4.15 viser modelleringen av fundament og søyle i akse 11.



Figur 4.15 Søyler og fundament i akse 11

4.6 Fuge

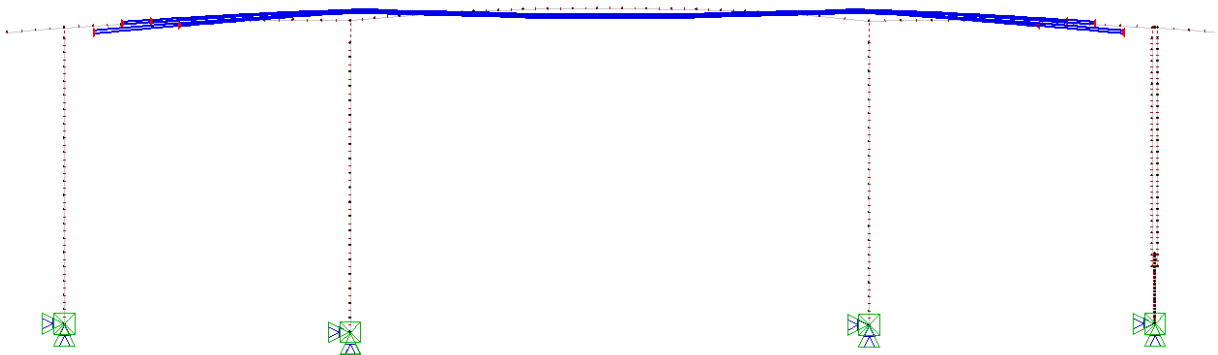
Søyle i akse 12 er delt i to søyler med bredde 350 mm, brubjelkene ligger 70 mm fra hverandre slik at fugen tar temperaturutvidelser og ikke gir tvangskrefter i konstruksjonen. Søylene er meget slanke og tar veldig lite moment i forhold til lengden av brubanen. Figur 4.16 viser fugen sett fra siden. En ser da hvordan også søylen er splittet i to.



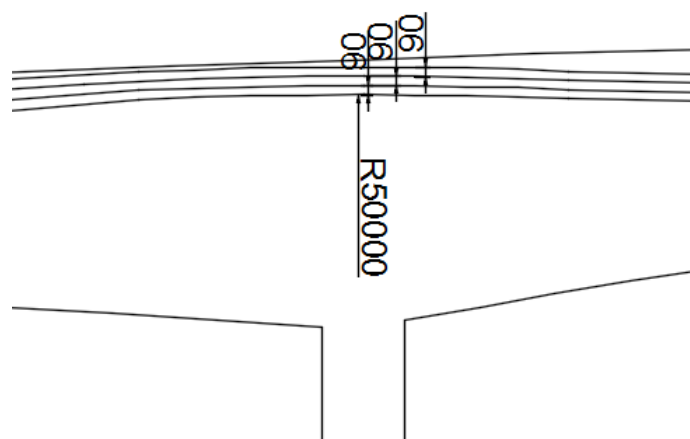
Figur 4.16 Fuge i akse 12

4.7 Spennarmering

Spennarmeringen ligger i 4 høyder med 4 dywidagstål i hver høyde. Tegningsgrunnlaget ga bare plassering i noen snitt og kurvaturen på kablene. I NovaFrame plottes det inn koordinater for spennkabelen for hvert snitt den passerer. Plassering er derfor modellert i AutoCAD først for å finne nøyaktig plassering. Deretter er spennarmeringen modellert inn i NovaFrame. Dette er gjort etter tegningsgrunnlaget, se tegning 151-25 i vedlegg A. Ved plotting av geometriske data blir da spennarmeringen plassert nøyaktig i hovedspennet. Se figur 4.17 og 4.18. Det skal også puttes inn materialdata for spennarmeringen for å få ut rett virkning. Se tabell 4.3.



Figur 4.17 Spennarmeringens plassering.



Figur 4.18 Bilde fra AutoCAD, bildet viser spennarmeringens radius over støtte og avstanden mellom spennarmerings lagene.

Tabell 4.3 Data som er gitt i NovaFrame modellen for spennarmering.

Materialdata for spennarmering som er innført i NovaFrame	
Karakteristisk flytgrense	918.5 N/mm ²
Spennstålets E-modul	1950000 N/mm ²
Max tøyning	20 ‰
Kablenes størrelse	804 mm ²
Trekkørets diameter	100 mm
Injeseringsmassens styrke	50 N/mm ²
Taps parametre	
Friksjons koeffisient	0,2 /rad
Wobble koeffisient	0.001 /m
Låsetap	5 mm
Kryptøyning	-0.338 ‰
Svinn	-0.327 ‰
Relaksasjon	
S1 (% av bruddspenning ved 0 relaksasjon)	45
S2 (% av bruddspenning ved 11 % relaksasjon)	67
T1 (relaksasjon etter 1000 timer)	2.5 %
Oppspenning	
Oppspenning ved ende 1	71.6%
Oppspenning ved ende 2	71.6%

For spesifisering av data tilknyttet svinn og kryptøyningen henvises det til vedlegg B. I kapittel 5.1.2.1 vises det hvordan beregningen for relaksasjon i spennarmeringen er utført og hvordan oppspenningsprosenten er bestemt.

5 Laster

Karakteristiske laster og dimensjonerende lastkombinasjoner har blitt funnet ved bruk av NovaFrame. Alle laster har blitt modellert inn i programmet, hvor så programmet har beregnet virkningen av lasten og gitt resultater i form av krefter i design seksjonene. Det er hentet ut virkningen fra de forskjellige lastene hver for seg og i kombinasjoner med lastfaktorer ved oppsett av lastkombinasjoner. Lastene som opptrer kan klassifiseres i tre grupper.

- Permanente laster
 - Egenvekt
 - Svinn
 - Kryp
 - Laster fra spennarmering
- Natur laster
 - Vindlast uten trafikk
 - Vindlast med trafikk
 - Temperaturendring
- Kjøretøylaster
 - Vogntog
 - Kjøretøylast
 - Aksellast
 - Bremselast

Ulykkeslaster er neglisjert. Lastenes bidrag i de kritiske snitt som er sjekket kan sees i vedlegg F, resultater fra NovaFrame.

5.1 Permanente laster

5.1.1 Egenvekt

NovaFrame beregner selv ut lastene fra egenvekten med bakgrunn i modellens geometri og materialdata innputt. Betongens egenvekt er satt til 25 kN/m^3 . Det er også påsatt linjelaster for å ta med last fra rekkverk og slitelag.

Rekkverket ble modellert som en linjelast som tar hensyn til rekkverk på begge sider av brua, den er dermed lagt i midten. Fra håndbok 238 kapittel 4 [6] fås det egenvekt av ståltrekkverk pr meter. Den er satt til $0,5 \text{ kN/m}$. Det blir da modellert en sentrisk last på 1 kN/m som tar med lastene fra begge rekkverkene.

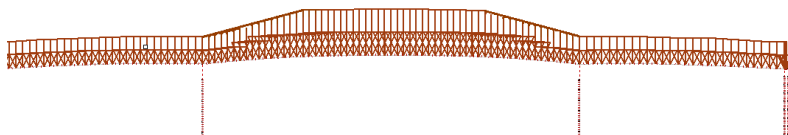
5 Laster

Fra håndbok 238 kapittel 4, fås det egenvekt av stålrekkverk pr meter. Den er satt til 0,5 kN/m. Det er da blitt modellert en sentrisk last på 1 kN/m som tar med lastene fra begge rekkverkene [7].

Slitelaget er blitt modellert som en linjelast, denne linjelasten er beregnet ut i fra dagenes slitelag høyde på 12 cm, en bredde som er hele kjørebane og en asfalt egenvekt på 25 kN/m³ som fås fra punkt 4.1.1 i håndbok 238 [7]. Grunnet kjørebanens møteplass er det derfor blitt modellert forskjellig størrelse på lastene. Lasten blir trapesformet fra 0 til 11 meter fra akse 10 mot 11 og fra 11 mot 10, dette er hvor utvidelsen til møteplass finner sted. Se tabell 5.1 og figur 5.1

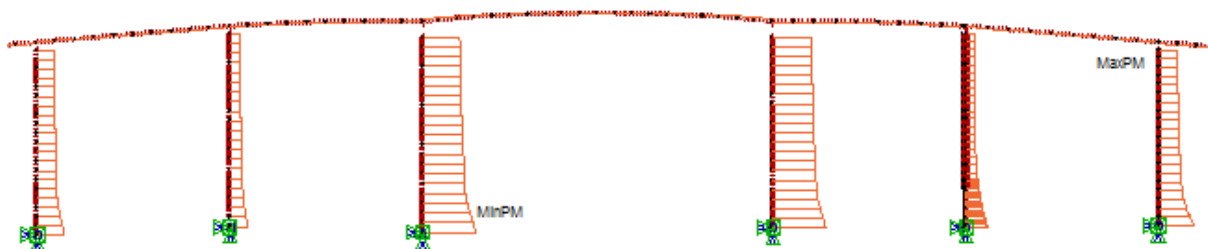
Tabell 5.1: geometri, material og last data for slitelag

Kjørebane	Høyde på slitelag [mm]	Bredde på kjørebane [mm]	Egenvekt asfalt [kN/m ³]	Linjelast [kN/m]
Akse 1-10 & 11-21	120	3500	25	10,5
Utvidelse start	120	3500	25	10,5
Utvidelse slutt	120	6000	25	18,0
Møteplass	120	6000	25	18,0



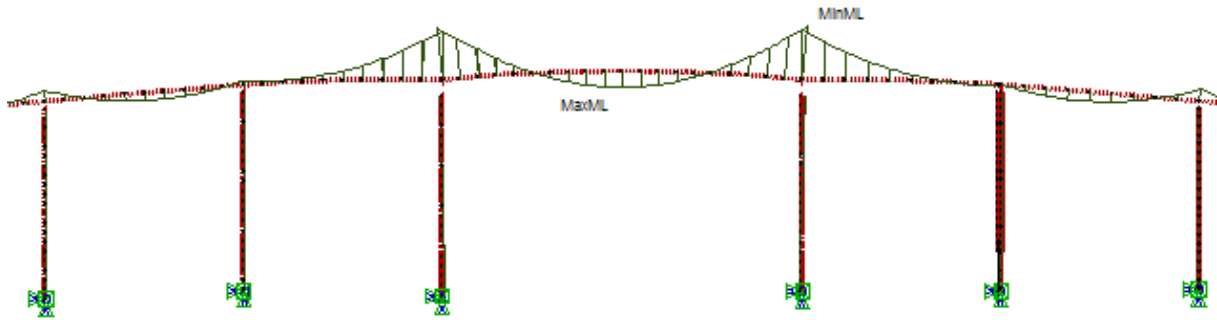
Figur 5.1 viser last modellert i NovaFrame akse 9-12

Totale bidrag fra egenlastene sees Normalkraft-, moment- og skjærkraft-diagrammene i figur 5.2, 5.3 og 5.4



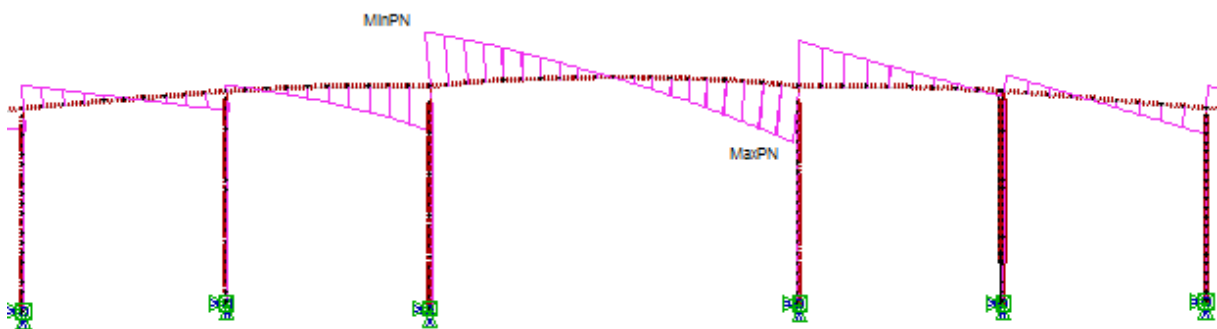
Figur 5.2 Normalkraft fra egenvekt for akse 8-13

Største karakteristiske verdi for Normalkraft fra egenvekt: 3341 kN (bunn av akse 10 og 11)



Figur 5.3 moment for akse 8-13 fra egenvekt

Største karakteristisk verdi for støttemoment fra egenvekt: 12095 kNm (akse 11) og feltmoment: 3481 kNm (hovedspenn)



Figur 5.4 Skjærkrefter for akse 8-13 fra egenvekt

Største karakteristiske verdi for skjærkrefter fra egenvekt: 1335 kN (akse 11, hentet ut en avstand $d = 2,2\text{m}$ fra opplegg)

5.1.2 Spennarmering

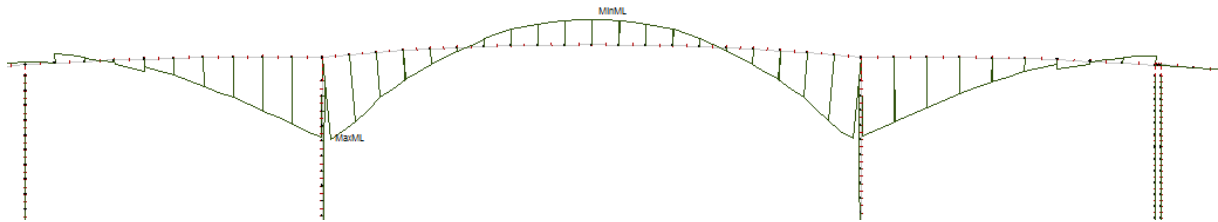
Spennarmeringens strekker seg mellom akse 9 til 12, det er i alt 16 dywidagstål på 73 meter som ligger med noe forskyvning for å fordele endelastene. I tegningsgrunnlaget står det at oppspenningskraften er på 49 tonn pr kabel. Dette gir en total oppspenning ved belastningen på:

$$F_{sk.tot} = 49000\text{kg} * 16 * 9,81 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 7691 \text{ kN}$$

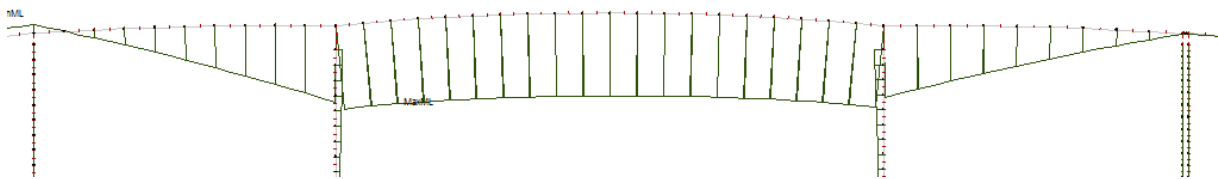
Når en setter på laster fra spennarmering i NovaFrame kan det velges mellom to ulike bidrag, parasite og full. Disse to er henholdsvis tvangskrefter og det totale bidraget. Det totale bidraget inneholder både tvangskrefter og primærkreftene fra spennarmeringen.

5 Laster

I denne oppgaven er det besluttet at spennarmeringens primær bidrag skal beregnes på egenhånd med håndkalkulasjon. Det er derfor kun tvangskreftene som skal være med å gi virkninger på det totale last bildet vi får ut fra Novaframe. Figur 5.5 og 5.6 viser totalt momentbidrag og tvangsmoment hentet fra modellen i NovaFrame. Lastene regnes ut i NovaFrame basert på materialdata og plassering. Materialdataene kan sees i tabell 4.3.



Figur 5.5 Totalt momentbidrag (full)



Figur 5.6 Tvangsmoment (parasite)

Tvangskreftene kommer av at når en spenner opp betongen vil en å få konstruksjonen til å skyte rygg. Dette hadde konstruksjonen fått gjort helt fritt om den var fri til å rotere over søylene i akse 10 og 11. Men siden den ikke er fri til å rotere vil fastholdingen føre til tvangsmomenter i konstruksjonen. Tabell 5.2 viser tvangskrefter fra spennarmeringene i utvalgte snitt.

Tabell 5.2 Tvangskrefter fra spennarmeringen

Snitt	Tvangskrefter[kNm]
Akse 9	-232
Akse 10	1967
Felt 10-11	1958
Akse 11	1926
Akse 12	5

5.1.2.1 Beregning av relaksasjon og oppspenningsprosent

Ved tilførsel av inndata i NovaFrame for spennarmeringen var det nødvendig med beregning av relaksasjon og oppspenningsprosent i hver ende i forhold til oppspenningskapasiteten.

Relaksasjon i spennarmeringen er beregnet etter NS 3473 A9.3.3 [1]. Det står her at ved beregning av tap i spennkraft på grunn av relaksasjon i spennstålet, kan relaksasjonsspenningen regnes lik spenningen i spennstålet etter at spennkraften er redusert med halvparten av de antatte tap fra kryp og svinn i betongen.

Lengdeendring ($\Delta_{s.kabel}$) grunnet halvparten av svinn og kryptøyningene:

$$\Delta_{s.kabel} := L_{S.kabel} \cdot \frac{(\varepsilon_{cc} + \varepsilon_{cs})}{2} = -24.267 \cdot \text{mm}$$

- $L_{s.kabel}$ Kabel lengde = 73 meter
- ε_{cs} Svinntøyning = $-3.613 \cdot 10^{-4}$
- ε_{cc} Kryptøyning = $-3.376 \cdot 10^{-4}$

Kraft i spennstålet ved oppspenning:

$$\sigma_{ok} := \frac{F_{sk.tot}}{A_s} = 597.873 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- $F_{sk.tot}$ Total oppspenningskraft = 7691 kN
- A_s Totalt spennarmeringsareal = $16 \cdot 804 \text{ mm}^2$

Oppspenningsprosenten som føres inn i NovaFrame blir da:

$$P_{stress} := \frac{\sigma_{ok}}{835 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 71.602 \cdot \%$$

- $f_{0.2}$ Karakteristisk 0,2% strekk grense = 835 N/mm^2

Spenningsendringen i spennstålet grunnet lengdeendringen blir:

$$\Delta\sigma := E_s \cdot \frac{\Delta_{s.kabel}}{L_{S.kabel}} = -64.824 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- E_s Stålets elastisitetsmodul = 195000 N/mm^2

5 Laster

Spenning etter relaksasjonen:

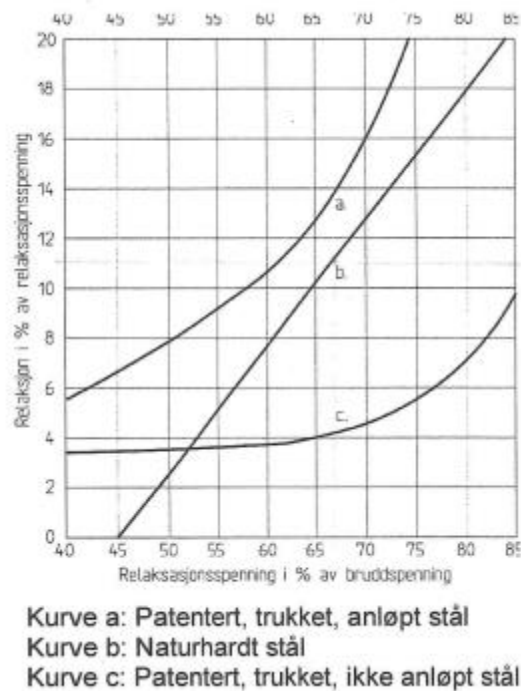
$$\sigma_R := \sigma_{ok} + \Delta\sigma = 533.05 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- σ_R Spenning etter tap grunnet relaksasjon
- σ_{ok} Spenning rett etter oppspenning
- $\Delta\sigma$ Spenningstap grunnet relaksasjon

Prosentvis tap grunnet relaksasjon

$$R_p := \frac{\Delta\sigma}{\sigma_{ok}} = -10.842\cdot\%$$

Det hentes da verdier for relaksasjons spenning i % av bruddgrense fra figur 5.7, kurve b blir benyttet for kaldvalsedde spennstål.



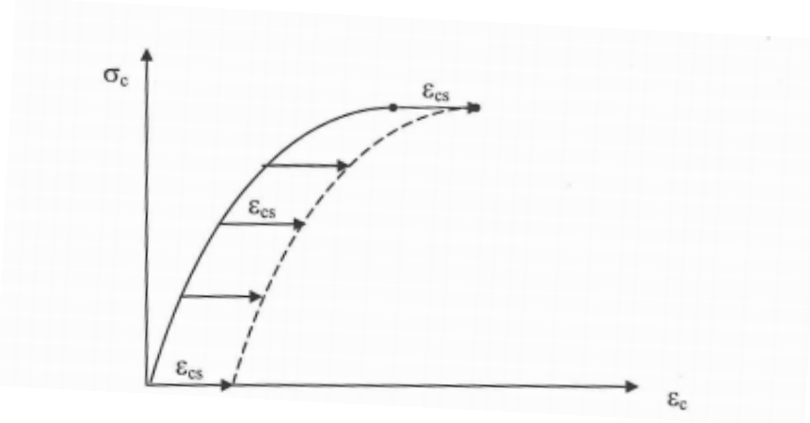
Figur 5.7 Relaksasjon i spennstål etter lang tid [1]

- $S_1 = 45$ relaksasjonsspenning i % av bruddspenning ved 0 % relaksasjon
- $S_2 = 67$ relaksasjonsspenning i % av bruddspenning ved 10.8 % relaksasjon

Disse verdiene føres inn i Novaframe for analyse av tvangskreftene som oppstår grunnet spennarmeringen.

5.1.3 Svinn

Svinn kommer av at betongen tørker ut og krymper. Denne krympingen kalles svinn. Svinntøyninger er uavhengig av lastnivå. Dette er vist i figur 5.8



Figur 5.8 Virkning av svinntøyning på σ_c - ϵ_c diagrammet [13]

Svinntøyningen er satt sammen av to forskjellige bidrag, Uttørkingssvinn ϵ_{cd} og autogent svinn ϵ_{ca} . Uttørkingssvinnet er en funksjon av fukttransport gjennom herdet betong og utvikler seg langsomt, mens autogent svinn utvikler seg med betongens fasthetsutvikling, storparten på et tidlig stadium etter utstøping [13].

Total svinntøyning:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

Det er blitt beregnet svinn tøyninger etter NS 3473 9.3 [1] for de ulike tverrsnittene. I NS 3473 beregnes svinn etter følgende formler når betongens vanninnhold ligger mellom 155 til 175 l/m³. Ved større vanninnhold skal verdiene økes med 25 %, mens med mindre vanninnhold kan den reduseres med 25 %. Det antas et vanninnholdet ligger innenfor de gitte verdier.

$$\epsilon_{cs}(t, t_s) = \epsilon_s \beta_s (t - t_s)$$

Hvor :

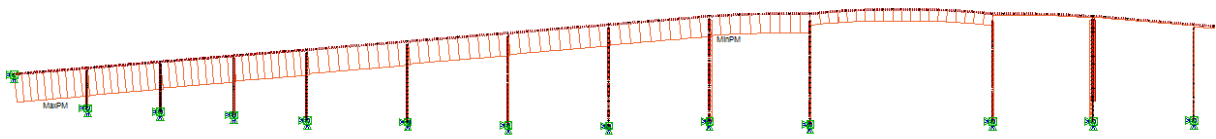
- t_s betongens alder i døgn når uttørkingen starter
- t betongens alder
- β_s tidsavhengigheten
- ϵ_s tøyningstallet ved relativ fuktighet større enn 40 %

Effektivt tverrsnitt er benyttet i beregningene, se figur 6.1. Fra akse 9 til 12 er det benyttet et gjennomsnittstverrsnitt. De forskjellige svinntøyningene sees i tabell 5.3

Tabell 5.3 Svinntøyninger for ulike deler av bruoverbygningen

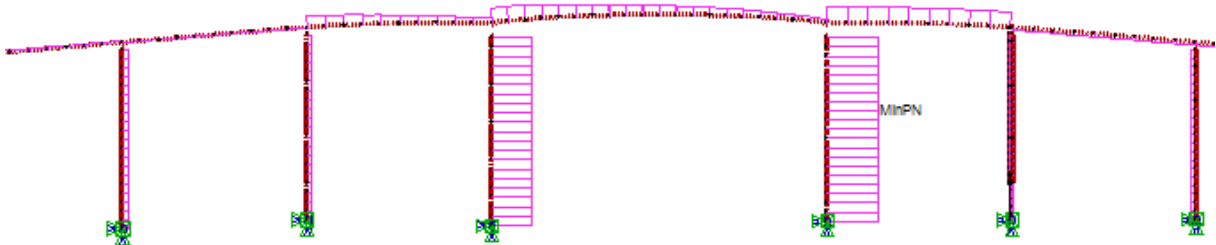
Tverrsnitt	ϵ_s (‰)
Akse 1-4	-0,3401
Akse 4-5	-0,3373
Akse 5-9	-0,3347
Akse 9-12	-0,3613

Beregninger på svinn er utført i vedlegg B. Svinn tøyningen for de forskjellige tverrsnittene er ført inn på laster i NovaFrame. Ved analyse i NovaFrame får en ut lastene som kommer fra svinn i de snittene en vil sjekke. Normalkraft diagram, moment diagram og skjærkraft diagram fra belastningene svinn gir kan sees i figur 5.9 – 5.11.



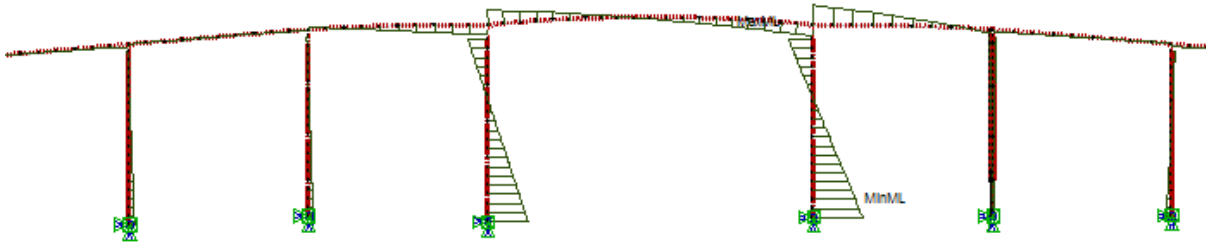
Figur 5.9 Normalkraftdiagram fra svinn belastning

Svinn gir største normalkraft i brubanen ved landkarene, normalkraft landkar: 500 kN



Figur 5.10 Skjærkraft i søyler og brubane grunnet svinn

Kreftene fra svinn blir i hovedsak tatt opp som skjærkrefter i søylene i akse 10 og 11, dette er på grunn av disse søylene er nesten dobbelt så bred som resten av søylene, noe som gir en mye større stivhet. Maks skjær: -180 kN (søyle akse 11)

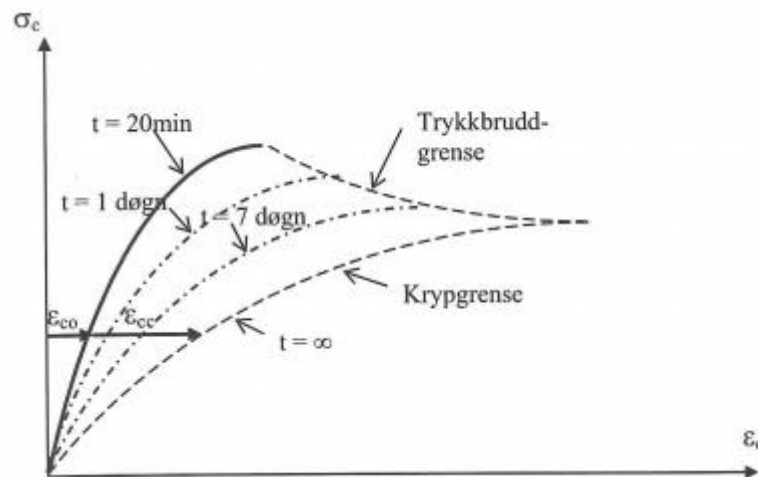


Figur 5.11 Momenter grunnet svinn

Momenter oppstår i brubanen og i søylene grunnet rotasjon i knutepunktene når normalkreftene gir forskyvning. Rotasjonen i knutepunktene gir størst moment for søyle i akse 11, denne er en av de to stiveste søylene og er den av de to som får mest forskyvninger. Største karakteristiske moment: -2006 kNm

5.1.4 Kryp

Betong som påkjennes av trykk over lang tid vil fortsette å trykkes sammen utover den momentane sammentrykkingen når lasten påføres. Denne tilleggsdeformasjonen kalles kryp. Figur 5.12 viser typiske resultater fra krypforsøk, som for eksempel slike som er utført av Ruch [14].



Figur 5.12 Virkningen av spenningsnivå og varighet på betongtøyning [14]

Figuren viser at kryptøyningen ϵ_{cc} er avhengig av spenningsnivå og den tid denne virker. Kryptøyningen kan antas proporsjonal med betongspenningen, slik at denne tøyningen kan uttrykkes som:

5 Laster

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_c}{E_{ck}} * \varphi(t, t_0)$$

Hvor:

- t betongens alder i døgn
- t_0 betongens alder når spenning påføres
- $\varphi(t, t_0)$ tidsavhengigheten
- E_{ck} betongens E-modul etter 28 døgn
- σ_c betongspenningen

Av praktiske grunner er tøyningen uttrykt ved elastisitetsmodulen E_{ck} som svarer til 28 dager døgnfastheten, også ved avvikende pålastings alder. Det tidsavhengige kryptallet ($\varphi(t, t_0)$) er basert på dette. Ved konstant spenning blir total spenningsavhengig tøyning etter NS 3473 følgende:

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_c}{E_{cj}} + \frac{\sigma_c}{E_{cL}} * \varphi(t, t_0)$$

Hvor:

- E_{cj} E-modulen ved lastpåføring
- E_{cL} Langtids E-modul

I vedlegg B er det blitt beregnet kryptall for de forskjellige tverrsnittene i brubanen. Kryptallene for de ulike tverrsnittene vises i tabell 5.4. Kryptallet for søylene har blitt antatt lik 2. Det er blitt antatt et kryp i søylene fordi dette bare har innvirkning på stivheten og ikke gir noe særlig bidrag til laster i konstruksjonen.

Tabell 5.4 Kryptall for de ulike tverrsnitt

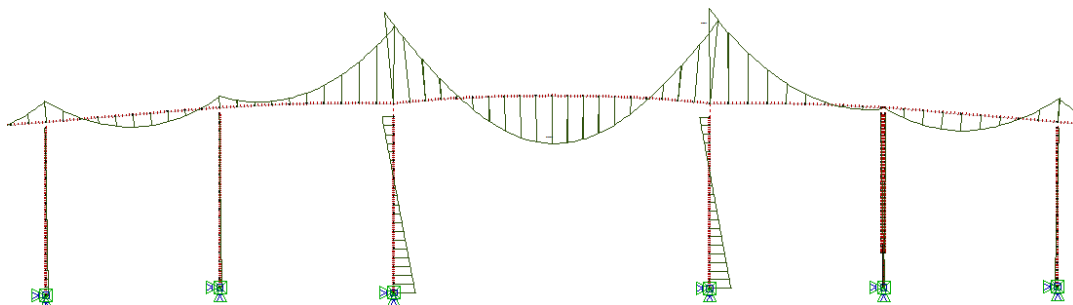
Tverrsnitt	Kryptall, $\varphi(t, t_0)$
Akse 1-4	2,038
Akse 4-5	2,021
Akse 5-9	2,006
Akse 9-12	1,971
Søyer	2,000

Kryptallene er blitt plottet inn i NovaFrame modellen. Det er laget en lastkombinasjon for som Novaframe beregner kryptøyningene på bakgrunn av. Lastkombinasjonen som er blitt benyttet er kun med medregnet primærlaster (egenlast, full spennarmering og svinn). Dette er gjort fordi det er disse lastene som er konstante og som i størst grad bidrar til kryp. Fra

modellen i NovaFrame kan det da hentes ut laster fra kryp. Laster som opptrer grunnet kryp er så små at de er nesten neglisjerbare, men de er tatt med og en kan se deres bidrag i vedlegg F. Bidraget fra kryp er viktigst ved beregning av relaksasjon i spennarmeringen.

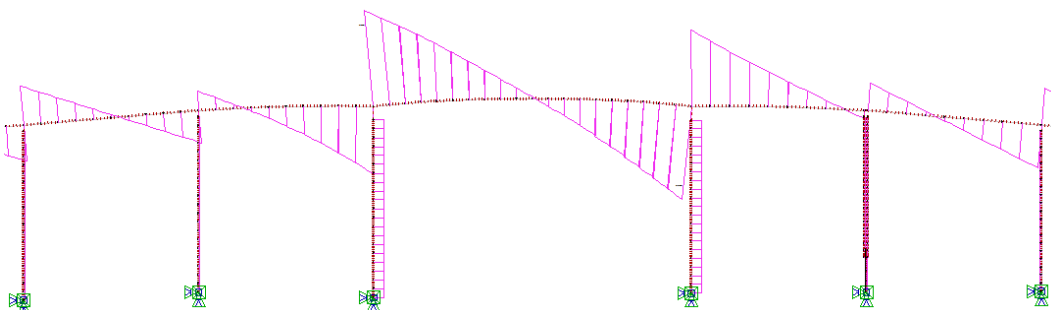
5.1.5 Totale bidrag fra permanente laster

Det vises i figur 5.13-15 diagrammer for totale karakteristiske virkninger fra all permanent last fra akse 8 til 13.



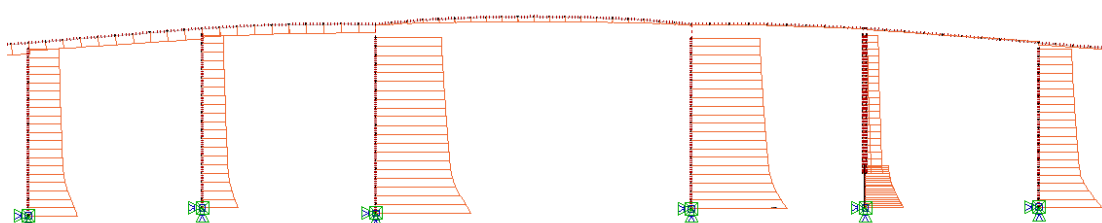
Figur 5.13 Momentdiagram for bidrag fra alle primærlaster

Maks støttemoment: M_k : 10016 kNm (akse 11) og Maks feltmoment: M_k : 5453 kNm (akse 10-11)



Figur 5.14 Skjærkraftdiagram for bidrag fra alle primærlaster

Maks skjærkraft: V_k : 1337 kN (akse 11)



Figur 5.15 Normalkraftdiagram for bidrag fra alle primærlaster

Maks normalkraft: N_k : 3433 (akse 10 og 11)

5.2 Natur laster

5.2.1 Vind

Karakteristiske vindlaster er blitt regnet ut fra vindlaststandarden, NS-EN 1991-1-4 [4].

Dynamiske responsberegninger er vurdert til ikke nødvendig og vindkrefter kan beregnes etter forenklet metode. Beregningene er vist i vedlegg C. Standarden sier: Krefter som virker på forskjellige deler av ei bru som følge av vind som blåser i samme retning, bør anses som å virke samtidig hvis de er ugunstige. De tre retningene er som følger:

- x-retning er retningen parallelt med brudekkets bredde, vinkelrett på spennet
- y-retning er retningen langs spennet
- z-retning er retningen normalt på dekket

Lastene er derfor modellert inn i NovaFrame som linjelaster i henholdsvis x og y retning. Lastene i z retning burde vært modellert fordelt som linjelast for annethvert spenn for å kunne få ut verste momenter i felt, dette er ikke utført fordi bidraget fra en slik last er svært lite trolig og bidraget ville uansett falt bort ved dimensjonerende krefter grunnet lastkombinasjonen (se vedlegg F). Lastene i z-retning er derfor også modellert som linjelast over hele bruas lengde. Lasten er kun modellert med negativt fortegn, altså med samme retning som egenvekten, dette fordi det gir ugunstig virkning sammen med de andre lastene.

Kreftene som dannes i x- og y-retningene forårsakes av vind som blåser i forskjellige retninger og kan dermed ikke opptre samtidig. Kreftene som oppstår i z-retning, kan komme av vind fra en rekke forskjellige retninger og bør kombineres med kreftene fra enhver annen retning om de virker ugunstig.

Det er kun beregnet vindlaster for brubanen. Vindlaster på søylene er neglisjert på grunn av dets størrelse og bidrag. Det er heller blitt modellert med en høyde på brubjelken på 22 meter for hele brua. Dette gir et ekstra bidrag som utligner neglisjeringen av vindlast på søyler.

Ved beregning av vindlaster deles det opp i to ulike tilfeller. Dette er henholdsvis med og uten trafikk.

5.2.1.1 Vindlast uten trafikk

Den dimensjonerende lasten uten trafikk beregnes ut fra en referansevindhastighet som hentes ut fra tabell NA.4(901.1) i vindlast standarden, utdrag vist i figur 5.5. Nedenfor er et utsnitt som viser Herøy i Møre og Romsdal. En ser her at 30 m/s er referansevindhastigheten for området Nerlandsøybrua ligger i. Tabellen gir referansevindhastigheter med returperiode på 50 år.

Tabell 5.5 Utdrag fra tabell NA.4(901.1) i vindlaststandarden [4]

1514	Sande	30	Møre og Romsdal
1515	Herøy	30	Møre og Romsdal
1516	Ulstein	30	Møre og Romsdal

Videre beregnes det en basis vindhastighet (v_b) ut i fra en rekke faktorer som angir forhold for konstruksjonen.

$$v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b0} = 30 \frac{m}{s}$$

Hvor:

- c_{dir} retningsfaktor
- c_{season} årstidsfaktor
- c_{alt} vindøkning med høyde over havet
- c_{prob} returperiode

Nerlandsøybrua ligger slik at akse 1 er i sørøst og akse 21 er i nordvest. I tabell NA.4 (901.4) finnes retningsfaktoren for vindlast i de forskjellige vindretninger. Horizontal last på brua i x-retning blir da fra sørvest og horisontallast i y-retning blir nordvest. Utdrag fra tabellen vises i tabell 5.6 last faktorene for Møre og Romsdal, ytre. En ser her at for Nerlandsøybrua blir $c_{dir.x} = 1,0$ og $c_{dir.y} = 0,8$.

Tabell 5.6 Retningsfaktorer c_{dir} , utdrag fra tabell A.2 i vindlaststandarden. [4]

Region	N	NØ	Ø	SØ	S	SV	V	NV
Møre og Romsdal, ytre	0.8	0.8	0.6	0.6	0.9	1.0	1.0	0.8
Møre og Romsdal, indre	0.7	0.6	0.9	1.0	0.9	1.0	1.0	0.8

Ved valg av årstidsfaktor c_{season} kan det velges mellom 0,8 for sommerhalvåret og 1 for vinterhalvåret. Brua står hele året, så her må 1,0 velges.

For høyde over havet c_{alt} skal det ved stedsvindhastighet større eller lik terskelverdi på 30 m/s velges $c_{alt} = 1,0$. For returperiode brukes det 50 års vind, dette gir $c_{prob} = 1,0$.

5 Laster

Videre beregnes kreftene på brukonstruksjonen ved forenklet metode etter kapittel 8 i vindlast standarden [4]. For krefter i x-retning blir da følgende formel benyttet:

$$F_{w,x} = 0,5 * \rho * V_b * C * A_{ref,x}$$

- ρ luft densiteten
- V_b basis vindhastighet
- C vindlastfaktor
- $A_{ref,x}$ referansearealet i x-retning

Luft densiteten gis i standarden og settes lik $1,25 \text{ kg/m}^3$. Vindlastfaktoren beregnes på bakgrunn av en eksponeringsfaktor C_e og en kraftfaktor/strømningsfaktor $C_{f,x}$.

$$C = C_e(z) * C_{f,x}$$

- C_e eksponeringsfaktor
- $C_{f,x}$ kraftfaktor

Eksponeringsfaktoren beregnes ut fra et lokalt vindkasthastighetstrykk og basisvindhastighetstrykket.

$$C_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$$

- q_p vindkasthastighetstrykk
- q_b basisvindhastighetstrykk

Det lokale vindkasthastighetstrykket avhenger av turbulensiteten i området som avhenger av stedsvindhastigheten som igjen avhenger av terrengruheten og terrengformfaktor.

Terrengformfaktoren settes lik 1 fordi sørvesten kommer rett inn fra åpent hav.

Terrengruheten beregnes ut fra topografien i området og terrengparametere som hentes fra tabell NA 4.1 i vindlaststandarden. Utdrag fra tabellen er vist i tabell 5.7.

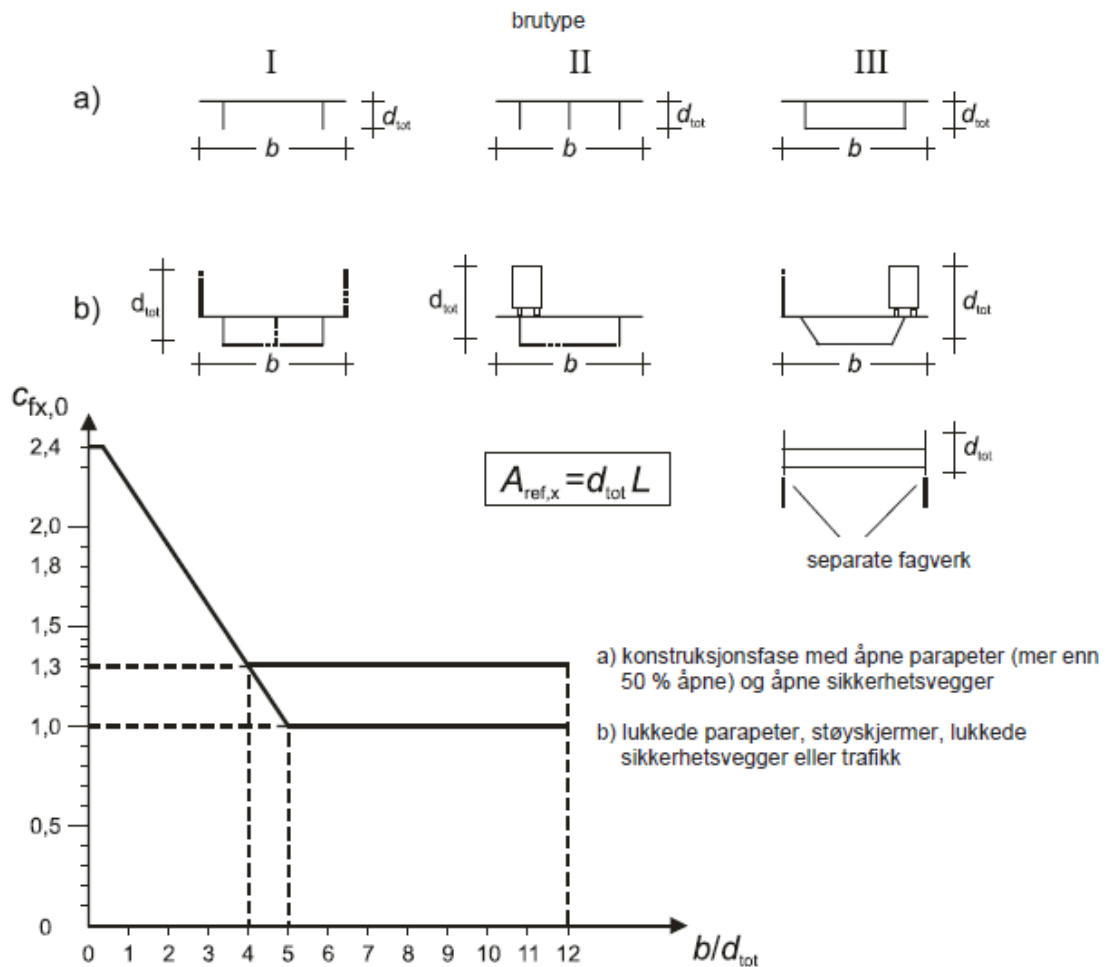
Tabell 5.7 Terrengruhet, utdrag fra tabell NA 4.1 [4]

Kategorinummer	Terrengruhetskategori	k_r	z_0 (m)	z_{min} (m)
0	Åpent opprørt hav	0,16	0,003	2
1	Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker	0,17	0,01	2

Det er ved valg av terrengkategori vurdert mellom kategori 0 og 1. Valget falt til slutt på kategori 1, ved argumentasjonen om at åpent hav gjelder for oljeplattformer og andre konstruksjoner som står midt ute i havet og at Nerlandsøybrua faller inn i kategori 1 på grunn av dets kystnære plassering i strandsone uten trær og busker. For beregning av

terrengruhetsfaktoren og inngår også høyde over havet (z). Høyden over havet er satt til 22 meter som tilsvarer gjennomsnittet av høyden på brubjelken mellom akse 9 og 12.

Terrengruheten og stedsvindhastigheten brukes ved beregning av vindens turbulensintensitet $I_v(z)$. Kraftfaktoren/strømningsfaktoren $C_{fx,0}$ avgjøres på bakgrunn av bredde og høydemål på bruoverbygningens tverrsnitt etter figur 5.16 [4]. For bru uten trafikk er det brukt linje a, og med trafikk er det brukt linje b.



Figur 5.16 Kraftfaktor for bruer, $C_{fx,0}$ [4]

Referansearealet er bruoverbygningens høyde pluss rekkverk, for rekkverk er det blitt regnet med 0,6 m høyde. Dette er gjort etter tabell 8.1 og figur 8.5 i vindlaststandarden [4]. Brua har åpent sikkerhetsrekkverk på begge sider.

Vindlaster i z -retning gjøres på samme måte som vindlaster i x -retning, bare med andre faktorer. Kraftfaktoren $C_{f,z}$ er satt til 0,9 og referanse arealet er hele brubjelkens bredde. Vindlasten plasseres på brua med en eksentrisitet på $b/4$. Dette er i henhold til standardens kapittel 8.3.3 [4].

Ved vindlaster som virker på brudekket i y-retning bør det ifølge vindlaststandarden om nødvendig beregnes med 25 % av vindlasten i x-retning [4]. En får da tilslutt vindlaster uten trafikk for de ulike tverrsnittene som kan sees i tabell 5.8.

Tabell 5.8 Vindlaster uten trafikk på Nerlandsøybrua.

Vindlaster uten trafikk [kN/m]			
Spenn	x – retning	y – retning	z – retning
Akse 1-4 og 17-21	5,29	1,32	7,92
Akse 4-9 og 12-17	5,83	1,46	7,92
Akse 9-10 og 11-12	8,36	2,09	7,92
Akse 10-11	6,92	1,73	12,05

5.2.1.2 Vindlaster med trafikk

For beregninger av vindlast med trafikk er det to ting som forandrer seg. Det ene er at bruer stenges i Norge ved høyere vindkasthastighet en 35 m/s. Det andre er at høyden på brutverrsnittet økes. Vindkasthastigheten skal ikke overskride 35 m/s ved kjørebans høyeste punkt, se vindlast standarden punkt NA. 8.1(4). Det må da beregnes hvilken basisvind som gir vindkasthastighet på 35 m/s. For å beregne vindkasthastigheten er formel fra NA.4.5 for vindkasthastighetstrykket blitt omskrevet til vindkasthastigheten. V_p blir da:

$$v_p(z) = \left(1 + 2 * k_p * I_v(z)\right)^{0,5} * v_m(z)$$

- k_p er en toppfaktor og settes lik 3,5
- I_v er turbulensiteten
- v_m er stedsvindhastigheten

Turbulensiteten og vindkasthastigheten har en fra henholdsvis 4.4 og NA 4.4, og det gjelder bare å snu litt om på vindkasthastighets formelen og formelen for basisvindhastighet for å få ut de tall som trengs for finne dimensjonerende vindhastigheter ved trafikk. Dette er vist i vedlegg C.

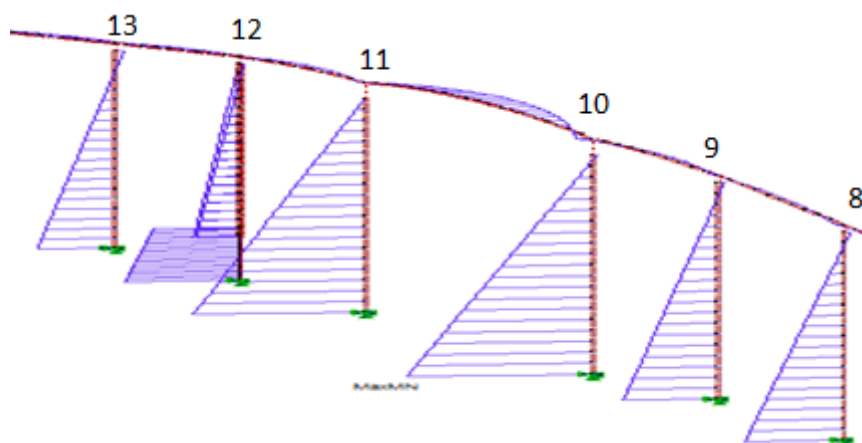
Ved beregninger fremkommer det at ny stedsvindhastighet blir 25,3 m/s og ny basisvindhastighet blir 19,4 m/s (se vedlegg C). Ved beregning av ny lastflate trekkes rekkverket fra, samtidig som det legges til en høyde over hele brua fra trafikk på 2 meter. Med bakgrunn i disse to forandringene beregnes det på samme måte som vindlast uten trafikk. Resultater fra beregningene sees i tabell 5.9.

Tabell 5.9 Vindlaster med trafikk

Vindlaster med trafikk [kN/m]			
Spenn	x - retning	y - retning	z - retning
Akse 1-4 og 17-21	4,944	1,236	3,308
Akse 4-9 og 12-17	5,132	1,283	3,308
Akse 9-10 og 11-12	6,361	1,590	3,308
Akse 10-11	5,457	1,367	5,03

5.2.1.3 Lastresultat fra vind

Vindlastens bidrag i lastkombinasjonene vises i vedlegg F. Vindlastenes bidrag er i hovedsak til søylenes moment om sterk akse som vist på figur 5.17. Verste karakteristiske moment er på hele 4608 kNm i akse 10 ved vind uten trafikk.



Figur 5.17 Momentdiagram for akse 8 til 13 fra virkningen av vindlast uten trafikk.

Resultatet av lastene virker i overkant stort. Dette kan komme av at kraftfaktoren er i overkant stor, og at vindlastens statiske kraft ikke kan være så stor over hele bruas lengde på samme tid. Beregningsmessig for kapasitetskontroll vil resultatene bli brukt videre i oppgaven.

5.2.2 Temperaturlaster

Temperaturlasten vil variere ut i fra årstid og daglige variasjoner i lufttemperatur, stråling fra solen og utstråling fra konstruksjonene. Konstruksjonen kan ekspandere eller krympe og det kan være variasjon i temperatur i konstruksjonen. Hvis konstruksjonen ikke har ekspansjonsfuger vil det kunne oppstå tvangskrefter på grunn av den termiske utvidelsen og på grunn av differanse i temperatur på oversiden kontra undersiden vil konstruksjonen krumme da den har større/mindre utvidelse enn på motsatt side. Beregningene er utført i

5 Laster

henhold til NS-EN 1991-1-5 som omhandler termiske påvirkninger og håndbok 185 er brukt til å komplementere [5, 6]. Parametere fra temperatur er påført i NovaFrame og temperaturlastene er blitt beregnet av programmet.

Siden Nerlandsøybrua er en bjelke/platebru havner den i brutype 3 etter punkt 6.1.1 [5]. Dette gir minst oppvarming/nedkjøling da betong ikke leder varme like godt som stål. Brua har 70 mm ekspansjonsfuge og en lengde på 404 m målt horisontalt noe som skulle tilsi at brua skulle tåle en temperatur differanse på rundt 17 °C (se vedlegg D) i forhold til når fugen ble laget og antatt initialtemperatur er 10°C gitt i NA.A1(3). I tillegg kommer sammentrekning av brubanen på grunn av svinn og kryp som gjør fugen større.

Det er kun overbygningen som er beregnet i NovaFrame. Søylene er ikke tatt i betraktning da disse har liten utstrekning i forhold til lengden på overbygningen og en utvidelse eller sammentrekning i grunnen bare vil heve eller senke brua. I NovaFrame er det gitt termiske utvidelses koeffisienter og største temperaturdifferanse i forhold til initialtemperaturen som er forutsatt være 10°C ved bygging i henhold til tillegg A.1 (3), hvor det er gitt at T_0 kan sette til 10°C hvis det ikke foreligger annen dokumentasjon.

Termiske utvidelseskoeffisienter er i henhold til tillegg C i standard for termiske påvirkninger:

- $\alpha_{T_{betong}} = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ m/}^\circ\text{C}$
- $\alpha_{T_{stål}} = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ m/}^\circ\text{C}$

I følge NA.A1 vil den høyeste temperaturen være 34°C og NA.A2 vil den laveste være -20°C i en returperiode på 50 år, målt i skyggen og ved havnivå. Disse verdiene er kun lest av fra de isoterme kart som er angitt i NA. Ut fra NA.A.1 kan initialtemperaturen settes lik 10°C, dette er lagt som forutsetning for beregningene gjort i vedlegg D [5].

Den Jevnt fordelte brutemperatur bestemmes etter NA.6.1.3.1(4) og figur NA6.1. Disse gir de høyeste og laveste forventede verdier, Type 3 gir:

- $T_{e,max} = T_{max} - 3^\circ\text{C} = 31^\circ\text{C}$
- $T_{e,min} = T_{min} + 8^\circ\text{C} = -12^\circ\text{C}$

Den karakteristiske verdien for maksimalt temperatur kontraksjonsintervall for en jevnt fordelt brutemperaturandel gitt ved ligning 6.1 og ligning 6.2 angir det største temperaturekspansjonsintervall for en jevnt fordelt brutemperaturandel [5].

- $\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10 - (-12) = 22^\circ\text{C} \quad (6.1)$

- $\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 31 - 10 = 21^\circ\text{C} \quad (6.2)$

Vertikal varierende temperaturandel kan beregnes på to metoder, metode 1 er en forenklet metode som gir kun en lineær variasjon i temperaturdifferansen, mens metode 2 forutsetter

en ikke lineær varierende temperaturdifferanse. Det er brukt metode 1 og beregner lineært varierende temperaturdifferanse.

$\Delta T_{M,heat}$ og $\Delta T_{M,cool}$ leses ut fra tabell N.A.6.1, $\Delta T_{M,heat}$ angir oversiden varmere enn undersiden og $\Delta T_{M,cool}$ angir at underside er varmere enn oversiden. Begge faktorene må multipliseres med K_{sur} da de er oppgitt med 50 mm belegg i tabell N.A.6.1. Det er tatt utgangspunkt i at slitelaget er 120 mm over betongen og ikke noe belegg på undersiden da den katodiske malingen er meget tynn.

- $\Delta T_{M,heat} = 15,0^{\circ}\text{C} \cdot K_{sur} = 15,0^{\circ}\text{C} \cdot 0,62 = 9,3^{\circ}\text{C}$
- $\Delta T_{M,cool} = 8,0^{\circ}\text{C} \cdot K_{sur} = 8,8^{\circ}\text{C}$

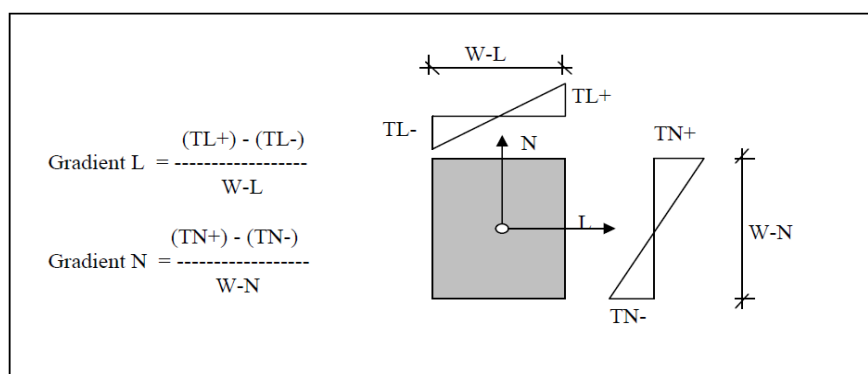
Videre ut fra EC1-1-5 må det kontrolleres for 8 forskjellige kombinasjoner angående temperaturen.

Håndbok 185 angir tre kombinasjoner, men a og b er henholdsvis de som er angitt ved lign 6.3 og 6.4 i håndboka. Vi ønsker den verdien som gir mest ugunstig virkning og ser dermed bort fra kombinasjon C som gir lavere verdier enn A og B.

- A: $\omega_M = 1,00$ $\omega_N = 0,35$ $\omega_H = 0,50$
- B: $\omega_M = 0,75$ $\omega_N = 1,00$ $\omega_H = 0,50$
- C: $\omega_M = 0,75$ $\omega_N = 0,35$ $\omega_H = 1,00$

ω_H er en faktor som angir horisontal variasjon i temperaturandel, denne er neglisjert, da brua er smal.

Fig 5.18 viser hvordan NovaFrame vil ha temperaturdifferansen og det kan legges inn både i x- og z-retning eller som vist på figuren L og N-retning (som er det lokale aksesystemet). Nerlandsøybrua er en smal bru og den er symmetrisk utformet rundt N-aksen slik at det vil utgjøre meget lite krefter, mens i lengderetning (Y-retning) vil utvidelsen gi tvangskrefter i konstruksjonen på grunn av dens lengde.

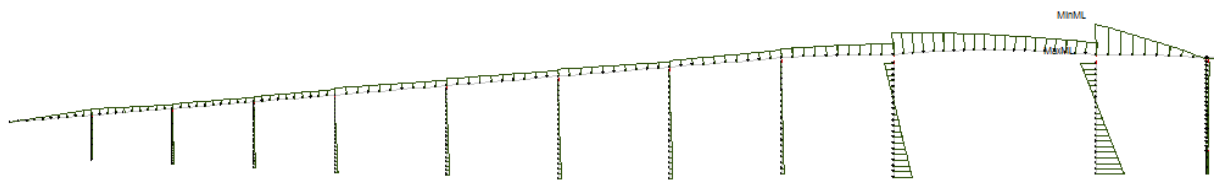


Figur 5.18 Temperaturgradienter for tverrsnitt [15]

5 Laster

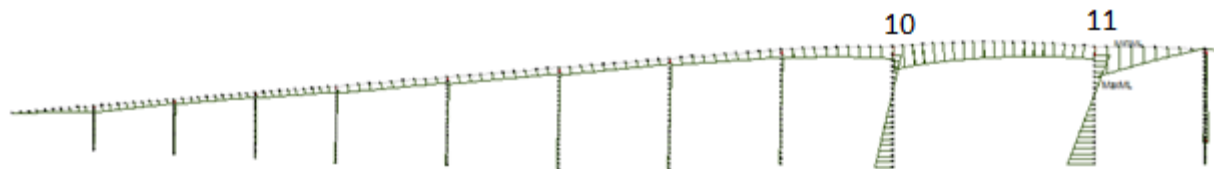
Distansen W-N er da høyden på tverrsnittet og en har brukt en gjennomsnittshøyde på 1100 mm for hele brua. Dette er det som er gjennomgående for omentrent hele brua, en har større tverrsnitt over akse 10 og 11, og litt mindre i akse 1-4 og 17-18. Verdien som er benyttet gir resultater som er nøyaktige nok.

Ved modellering i NovaFrame er det da blitt satt på to forskjellige lasttilfeller. Ett for sammentrekning (cool) og ett for utvidelse (heat). Det er kun tatt hensyn til lineær kontraksjon med temperaturdifferanse på over og underside. En har da fått ut krefter i de snitt en er ute etter og kunne avgjøre om det var utvidelse eller sammentrekningen som ga mest ugunstige medvirkning i de forskjellige lastkombinasjonene. Under vises momentdiagram for sammentrekning og utvidelse (heat og cool) for akse 1 til 12.



Figur 5.19 Momentdiagram for negative temperaturlaster (cool)

Største moment fra sammentrekning grunnet temperatur er -1952 kNm (fås over støtte i akse 11 mot akse 12)



Figur 5.20 Momentdiagram for positive temperaturlaster (heat)

Største moment fra utvidelse grunnet temperatur er 2125 kNm (fås over støtte i akse 11 mot akse 12).

5.3 Kjøretøylast

For å beregne lastene på Nerlandsøybrua er det brukt håndbok 238 som angir hvilke laster som skal legges til grunn for dimensjonering av brua.

Dimensjonering av primær bæring for lengre bruer blir bestemt ut fra kjøretøy eller vogntoglast, mens sekundær bæring blir bestemt ut fra aksel-, boggi-, eller trippelboggilasten. I tillegg er det 6kN/m foran og bak vogntoglasten som skal representere en blanding av lettere kjøretøy hvis denne virker ugunstig.

Brua er klassifisert som BK 10-50 T som vil si at den skal tåle et akseltrykk på 10 tonn og en vogntoglast på 50 tonn, som vist i figur 5.21, rød kolonne bruksklasse 10, som er gjeldende for Nerlandsøybrua.

Lasttype	Lastkonfigurasjon (=) H/kN	Bruksklasser				
		BK10	BK7.5	BK5	BK3	
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	1,2	1,2	1,2
Trippelboggilast		A ₁	70	60	50	40
		A ₂	140	84	84	56
		a	1,3	1,2	1,2	1,2
Kjøretøylast		A	40	32	32	24
		V	300	280	220	180
Vogntoglast		A	40	32	32	24
		V	500	400	320	280
		P	6	6	6	6

(*) For lette braddører (villiddekk, gipsveier etc.) skal det, uansett bruksklasse, kontrolleres for en hjullast på 35 kN fordelt på en 20x20 cm flate tilfeldig plassert i kjøretøyet.

Figur 5.21 viser karakteristiske kjøretøylaster som brua må beregnes for.

5 Laster

Det dynamiske tillegget er gitt ved en aksellast som skal plasseres i mest ugunstige stilling for henholdsvis vogntog- og kjøretøylast. Lasten for vogntog og kjøretøyet skal fordeles som jevnt fordelte laster på konstruksjonen.

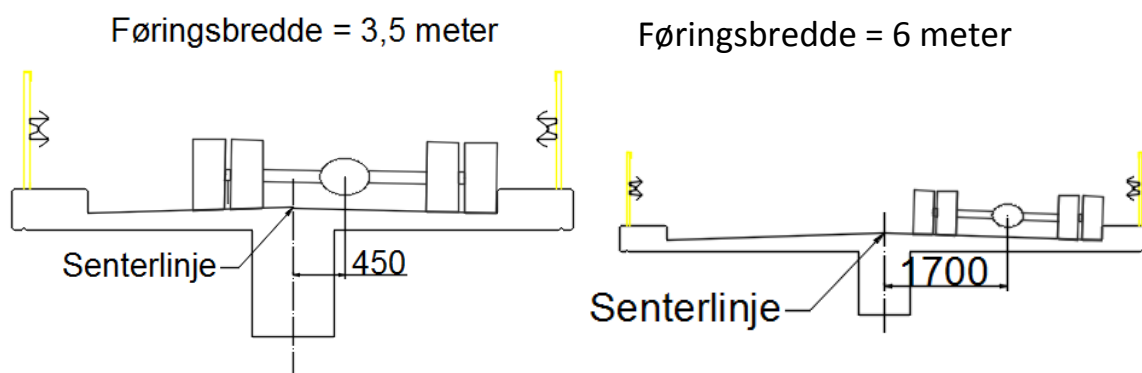
For å bestemme antall filer i kjørebane må det tas hensyn til føringsavstanden.

Føringsavstanden er den minste horisontale bredde av:

- Avstand mellom kantstein
- Avstand mellom kantstein og høy vertikal kant eller føringsskinne
- Avstand mellom to høye vertikale kanter eller føringsskinner

Dette resulterer i at føringsbredden er 3,50m foruten om i hovedspennet hvor føringsbredden er 6,00m. Bredde behov for tung trafikklast er 3,00m og 2,00m for lett trafikklast, slik at det er bare en kjørebane foruten om hovedspennet hvor det er mulighet for møte med tyngre kjøretøy.

Det skal legges til en eksentrisitet for alle aksellaster, kjøretøy, vogntog og jevnt fordelt last. For Nerlandsøybrua blir eksentrisiteten 0,45m hvor føringsbredden er 3,50 m og 1,70 m hvor føringsbredden er 6,00 m, se figur 5.22.

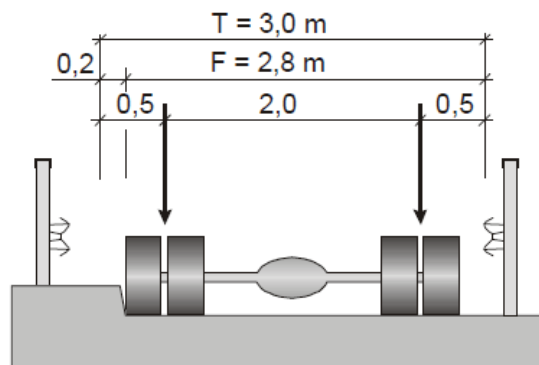


Figur 5.22 Føringsbredder og eksentrisitet

For lastplassering i tverretning skal lasten plasseres så eksentrisk som mulig. For vogntog må det tas hensyn til at lasten stikker 0,20 m utenfor ytterste hjul kant. På Nerlandsøybrua kan dermed vogntogene kjøre med hjulene helt i kant på føringsbredden slik som figur 5.22 viser.

Jevnt fordelt kjøretøylast plasseres ut med samme lastsenter som vogntogene. Plassering i forhold til utvidelsen grunnet last som stikker utenfor hjulene går over kantdrageren som

har en avstand på 0,50 m fra betongkant til autovernet. Verste lastpassering av vogntoget og andre dimensjonerende laster blir da som vist i figur 5.23.



Figur 5.23 Plassering av vogntog inn mot kantdrager

«Fortau» beregnes inn under punkt 3.2.6 i håndbok 238 som annen flate som ikke er kjørebane, siden den bare er 0,5 meter bredt. Lasten opptrer ikke samtidig som trafikklast på andre dele av konstruksjonen og er derfor neglisjerbar.

Av kjøretøy gir vogntoglast den høyeste totale lasten. Vogntoglast gir derfor det største bidraget i forhold til krefter i bruas primærretning. Belastningen til brua blir da som vist i tabell 5.10.

Tabell 5.10 Linjelast og aksellast fra vogntog

Antall felt	Linjelast[kN/m]	Aksellast A[kN]
1	31,25	40
2 (møteplass)	62,50	80

Ved modellering i NovaFrame har en to valg når det gjelder kjøretøylaster. En kan modellere en kjørebane/lastlinje og la dimensjonerende trafikklastere kjøre langs denne. En kan da bruke en funksjon som heter «vorst» og få ut verste plassering av laster og tilhørende krefter direkte ut fra NovaFrame. Ulempen med dette ved beregning av en gammel bru, er at NovaFrame ikke benytter seg av håndbok 238, men av EC. En måtte da ha skalert ned EC lastene til 2/3 og dette ville gitt et riktig resultat i forhold til totalvekt, men ikke i forhold til plassering av aksel laster. Metode nr. 2 er å plassere ut lastene manuelt i programmet som linjelaster og punktlaster. En står da fritt til å modellere de laster en ønsker.

I denne oppgaven har det blitt valgt å modellere alle laster manuelt. En må da modellere laster for hvert punkt og last type en ønsker å sjekke. Dimensjonerende Moment, skjær og aksialkraft gis alle av forskjellige lastkombinasjoner. Fordelen med å gjøre det på denne

måten er at det blir bedre oversikt over de forskjellige last tilfellene og kan luke ut feil lettere. Det blir også vist en bedre forståelse av lastene, deres bidrag og virkning i masteroppgaven. En annen fordel er at en da ikke henter ut verdier ukritisk fra dataprogrammet, en reflekterer mer over hvilke laster som gir resultatene og det er lettere å kontroll beregne resultatene. Ulempen ved å gjøre det på denne måten er at det er svært tidkrevende og det krever god forståelse av det statiske systemet.

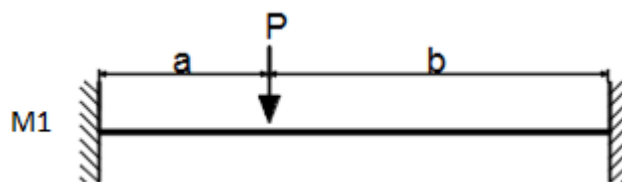
For modellering av vogntoglasten er den totale lasten på 500 kN fordelt på 16 meter. Dette gir et bidrag på 31,25 kN/m. Det er i tillegg trukket i fra 6 kN/m fordi det er blitt modellert kjøretøylaster i de samme feltene som vogntoget. Dette gir samme resultat og er gjort for å forenkle arbeidet ved modelleringsarbeidet.

5.3.1 Beregnet lastplassering i lengderetning

For å finne verste lastplassering er det blitt tatt utgangspunkt i statiske formler gitt i stålkonstruksjoner, profiler og formler [16]. Det er ut fra det statiske systemet da blitt funnet verste lastplassering.

5.3.1.1 Innspent på begge sider

For de fleste spenn er det antatt innspenning over søyler. Verste feltmoment fås ved plassering av tyngdepunktet av lasten midt i spenne. For verste opplager moment er det blitt beregnet en verste plassering for en punktlast og deretter plassert de jevnt fordelte laster så mye som mulig i midt i dette punktet.



Figur 5.24 Bjelke innspent i begge sider

Momentet for opplegg over søylen, M_1 :

$$M_1 = \frac{P * a * b^2}{L^2}$$

$$a = L - b \quad L = 1$$

$$f(b) = M_1 = \frac{P * (1 - b) * b^2}{1^2} = P * (b^2 - b^3)$$

Deriverer ligningen og finner b når $f(b)' = 0$. Dette er den avstanden senter av lasten har fra opplegget når den gir verst moment over støtten.

$$f(b)' = P(2b - 3b^2) = 0$$

$$Pb(2 - 3b) = 0$$

$$b = \frac{2}{3} = 0,666 \text{ og } a = \frac{1}{3} = 0,333$$

For de forskjellige spennene blir avstanden fra opplegg til senter last for moment over søyler henholdsvis:

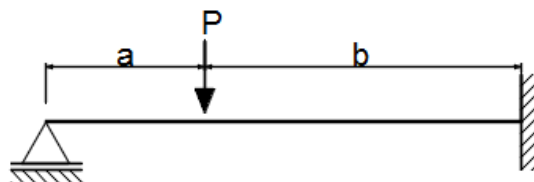
- Akse 2-5 $16 * 0,333 = 5,328$ meter
- Akse 5-9 $22 * 0,333 = 7,326$ meter
- Akse 10-11 $40 * 0,333 = 13,32$ meter

5.3.1.2 Innspent på en side og lager i andre siden.

Dette er slik betingelsene er satt ved fugen i akse 12. Her er søylene så myke at her overføres det nesten ingen momenter. Kjøretøylasten er da plassert ut med en antagelse om at sammenføyningen fungerer som ett ledd i det statiske systemet.

For feltmoment mellom akse 9 og 10 er lasten plassert ut i fra en antagelse om ledd over søylen i akse 9. Dette er gjort fordi stivheten over støtten i akse 10 er mye større enn over akse 9. Momentdiagrammet fra permanente laster (figur 5.13) ga et momentforløp som om brubanen var en utkraget bjelke fra akse 10 mot akse 9. Bjelkens høydeforhold er 2,5 ganger større over akse 10 enn over akse 9, ved modellering har en fått ut momentdiagrammet fra egenlasten som viser at det nesten er som en utkraget bjelke. Men ved plassering av kjøretøylast blir det da sett på som en bjelke med innspenning og ledd i hver sin ende. Se figur 5.25

Lastplasseringen blir da som følger:



Figur 5.25 Bjelke med en innspenning og et glidelager

5 Laster

En finner da ved kalkulasjon verste plassering for feltmoment M_3 og støttemoment M_2 .

$$M_3 = \frac{Pab^2}{2L^3}(a + 2L)$$

$$a = L - b$$

$$L = 1$$

$$f(b) = M_3 = \frac{P(1-b)b^2}{2}(1-b+2) = \frac{Pb^2}{2}(3-4b+b^2)$$

$$f(b)' = \frac{Pb}{2}(6-12b+4b^2) = 0$$

$$b = \frac{12 \pm \sqrt{12^2 - 4 * 6 * 4}}{2 * 4}$$

$$b = 0,635 \quad a = 0,365$$

En får altså verste moment i felt ved å plassere lastens tyngdepunkt $0,365 * L$ fra opplager med ledd. Hvor L er lengden på spennet ($a + b = L$).

Finner verste plassering for opplagermoment:

$$M_2 = \frac{P * a * b * (a + L)}{2L^2}$$

$$L = 1$$

$$a = 1 - b$$

$$f(b) = M_2 = \frac{P(1-b) * b * (1-b+1)}{2} = \frac{P}{2}(b-b^2) * (2-b)$$

$$f(b) = \frac{P}{2}(2b - 3b^2 + b^3)$$

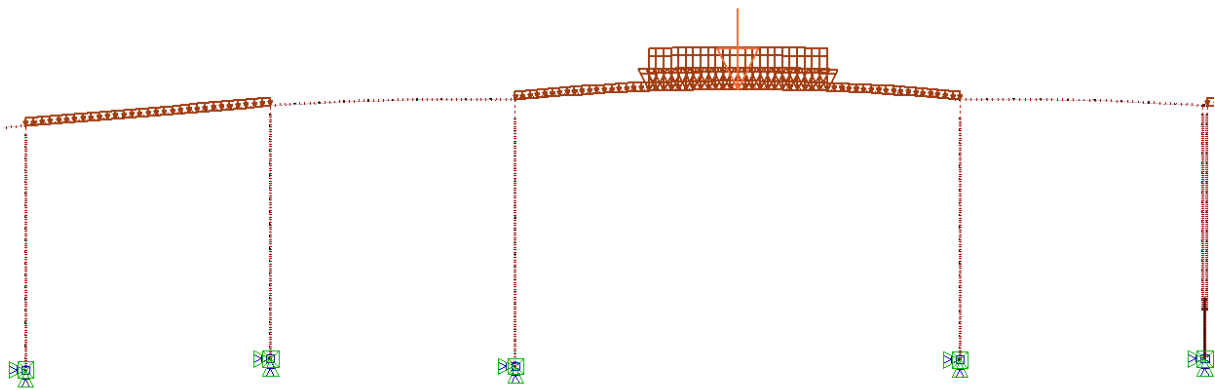
$$f(b)' = \frac{P}{2}(2 - 6b + 3b^2) = 0$$

$$b = \frac{6 - \sqrt{6^2 - 4 * 2 * 3}}{2 * 3} = 0,4226 L$$

For verste bidrag til støttemoment over akse 10 og 11 fra sidespennene vil plassering av lastens tyngdepunkt være $0,4226 L$ fra opplegg.

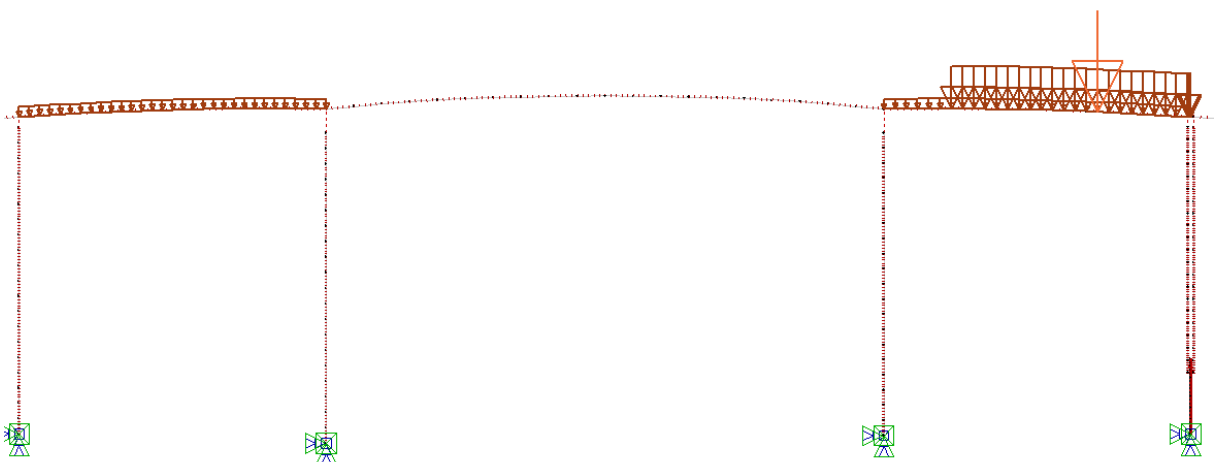
5.3.2 Feltmoment, brubjelke

Ved plassering av laster for feltmoment der brubjelken antas å være fast innspent i begge sider, er det plassert ut jevnt fordelt kjøretøylast i annet hvert felt. Dette gjøres fordi en last i annethvert sidespenn vil skape samme rotasjon i opplegget til feltet en ser på, som lasten i feltet, og dermed også større moment. Vogntoglasten samt aksiallasten til vogntoget står midt i spennet. I hovedspennet fra akse 10 til 11 er det to vogntog som passerer hverandre på møteplassen. Se figur 5.26 for lastplassering.



Figur 5.26 Felt moment, to vogntog midt i hovedspennet, i tillegg til kjøretøylast p foran og bak der det er ugunstig.

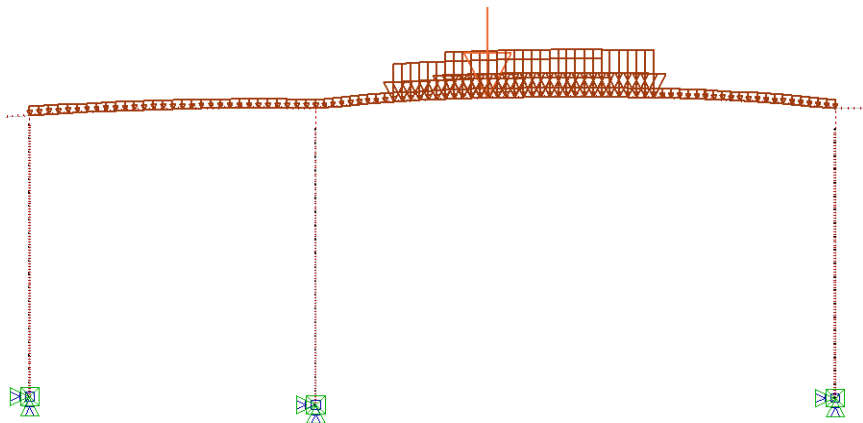
Feltmomenter for felt mellom akse 11 og 12 er plassert ut slik at all lasten fra kjøretøyet står i feltet, men slik at tyngdepunktet av lasten så mye som mulig står i punktet $0,365L$ fra opplegget, se figur 5.27. Lastens bidrag for feltmomentet i hovedspennet kan sees i tabell 5.14, resterende bidrag til feltmomenter er vist i vedlegg F.



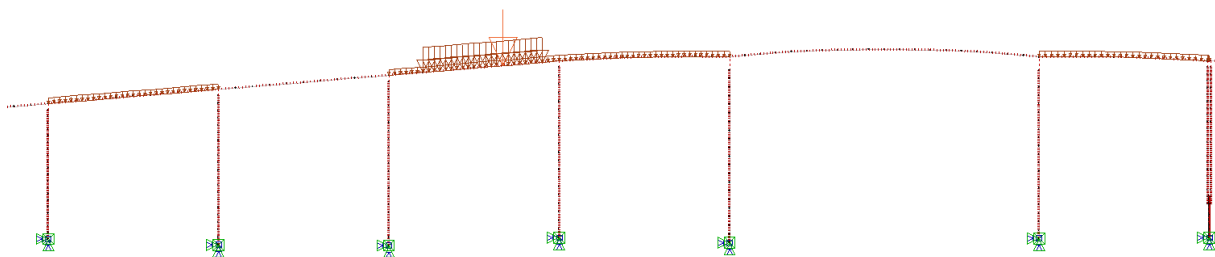
Figur 5.27 Vogntog plassert for feltmoment mellom akse 11 og 12, i tillegg til kjøretøylast p i forkant og bak der dette er ugunstig.

5.3.3 Støttemoment, brubjelke

For verste støttemoment over søylene er lasten plassert ut fra utregninger i kapittel 5.3.1 lastplassering. For søylene i akse 10 og 11 er det derimot blitt plassert ut to vogntog i hovedspennet. Da er det ene vogntoget plassert ut i fra beregningene og det andre vogntoget er da plassert så nærme opplegg som mulig på møteplassen. Aksellasten på 40 kN er plassert i 13,2 meter fra opplegg for begge vogntog. Det er i tillegg plassert ut kjøretøylast foran og bak vogntog. Kjøretøylasten plasseres i felt akse 9-10 og 10-11. Se figur 5.28 for vogntogplassering for støttemoment i akse 10. Figur 5.29 viser last plassering for støttemoment i akse 9. Lastens bidrag for støttemomentene kan sees i tabeller vedlegg F.



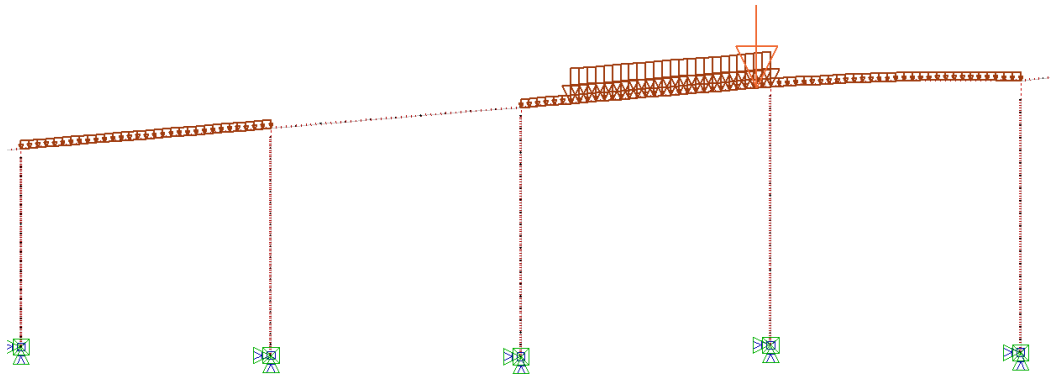
Figur 5.28: Lastplassering for Støttemoment i akse 10, et vogntog venter mens et annet kjører forbi, i tillegg kjøretøylast p foran og bak i de to spenn.



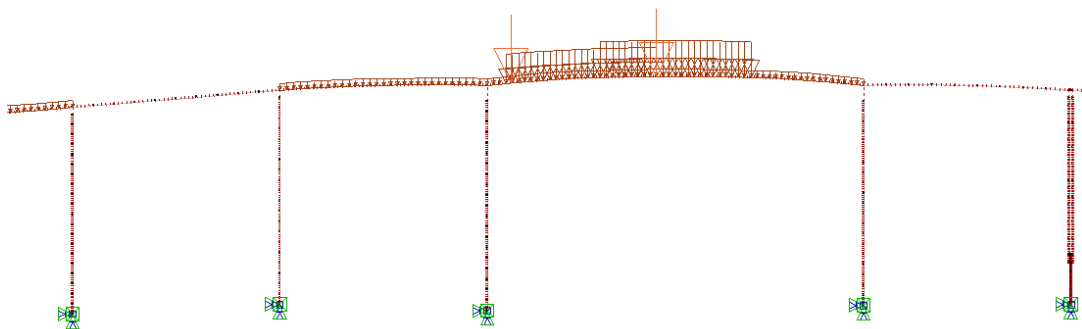
Figur 5.29: Lastplassering for støttemoment i akse 9, vogntog + kjøretøylast p.

5.3.4 Skjær, brubjelke

For å finne skjærkrefter plasseres lastene tett opp mot en avstand d fra opplegget. Dette gjøres fordi det antas at laster som plasseres over støtte og ut til en avstand d ut fra opplegg går direkte til trykk i søylen. Avstanden d er avstanden fra overflaten og ned til strekkarmeringens tyngdepunkt (se figur 6.5). Det antas altså at trykket fordeler seg 45 grader til siden. Figur 5.30 viser typisk plassering av trafikklaster. For akse 10 og 11 er det plassert 2 vogntog i feltet, et med en avstand d fra opplegg og et så nærme som mulig på møteplassen se figur 5.31. Det er modellert inn kjøretøylast i hvert av de tilhørende spennene til søylen, og annethvert utover. Dette gir mer bidrag fordi det avlaster feltene som er med på å «løfte opp» feltet som gir skjær i snittet som blir betraktet. Kjøretøylastens bidrag for skjærkrefter sees i tabell F2-F45 i vedlegg F.



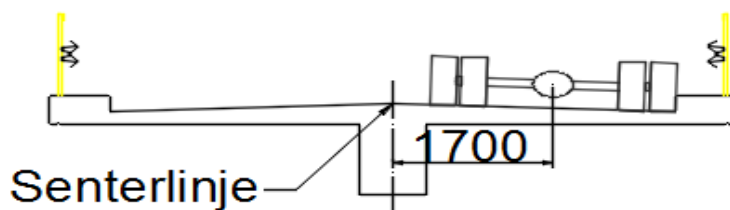
Figur 5.30 Lastplassering for skjær i snitt 9.1



Figur 5.31 Lastplassering for snitt 10

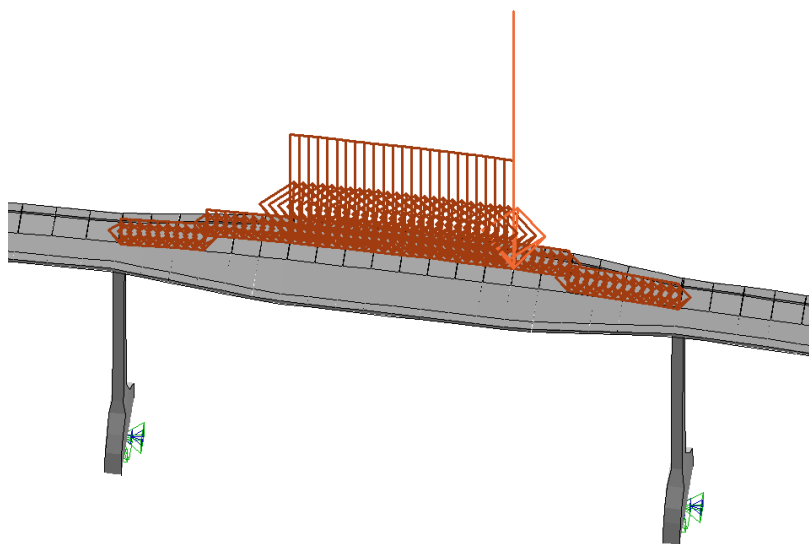
5.3.5 Torsjon i bjelken

For å finne dimensjonerende torsjonslast er det plassert vogntog så langt ut som mulig i kjørebane og kjøretøystrafikken er plassert i samme kjørebane som vogntoget. Figur 5.32 viser vogntogets plassering i tverretning



Figur 5.32 Plassering i tverretning av vogntog for torsjons last i hovedspennet.

Plasseringen er gjort etter figur 3.2-3 i håndbok 238 [7]. Kjøretøyslasten plasseres da i samme kjørebane som vogntoget med lik eksentrisitet som vogntoget. Dette vises i figur 3.2-3.6 i håndbok 238. Ved modellering i NovaFrame er det plassert ut et vogntog på møteplassen med høyeste oppnåelige eksentrisitet på 1,70 m, så nærme opplagg som mulig slik at en får mest mulig torsjon til en side. Figur 5.33 viser plasseringen i NovaFrame. For resten av brua er det 0,45 meter som er gjeldene eksentrisitet. Derfor er det kun hovedspennet som er sjekket siden dette får størst torsjonsmoment.



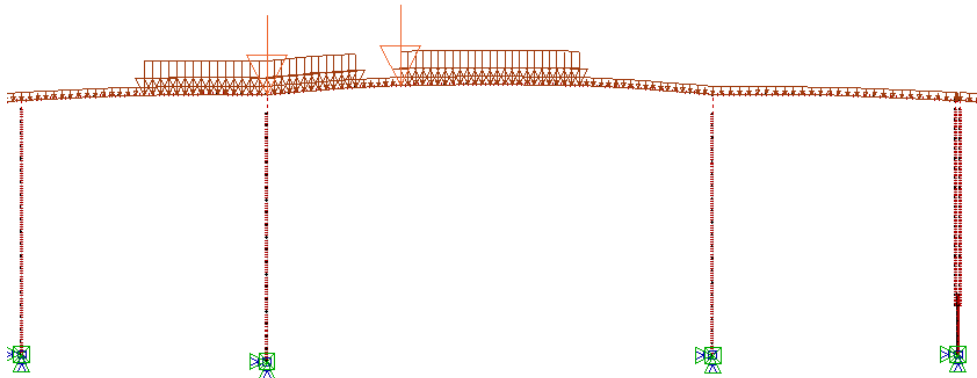
Figur 5.33 Plassering av laster i NovaFrame for torsjon

5.3.6 Lastplassering for krefter i søyler

Søylene er utsatt fra aksialkrefter, moment om x-akse og moment om y-akse. For å finne de verste tilfellene av de forskjellige kreftene og hvilke kombinasjoner som gir verst tilstand for søylene, er det modellert laster for hvert lasttilfelle. For å se kjøretøyslastens bidrag ved de forskjellige kreftene, se vedlegg F.

5.3.6.1 Aksialkrefter

Her har vogntoglasten blitt plassert midt oppå søylen med en eksentrisitet på 0,45 m. Eksentrisiteten bidrar ikke til noen reduksjon av normalkraften, den gir bare et ekstra moment om y-aksen. I tillegg er det plassert jevnt fordelt kjøretøylast over hele brua med samme eksentrisitet. For søylene i akse 10 og 11 er det i tillegg blitt plassert ut vogntog i midtspennet som står å «venter eller nettopp blitt passert» på møteplassen, som vist i figur 5.34.



Figur 5.34 Lastplassering for aksialkrefter i søyle akse 10

5.3.6.2 Moment om x-aksen

Momentet om x-aksen er funnet med samme plassering av vogntoget som ved maks støttemoment. Forskjellen er at det er bare plassert ut kjøretøyslast på den ene siden og i annethvert tilstøtende felt.

5.3.6.3 Moment om y-aksen

For å finne bidraget fra trafikklasten for moment om y-aksen i søylene, er det modellert en kjøretøylast over hele brua med eksentrisitet 0,45 m der hvor det er ett felt og 1,70 m eksentrisitet på møteplassen. Vogntoget er plassert med samme eksentrisitet for alle søyler bortsett fra akse 10 og 11, her er det prøvd ut med torsjonslasten og plassering over søylen

og funnet ut at verste moment i akse 10 og 11 kommer fra samme lasttilfelle som torsjonslasten, nemlig vogntog i hovedspenn med eksentrisitet på 1,70 m.

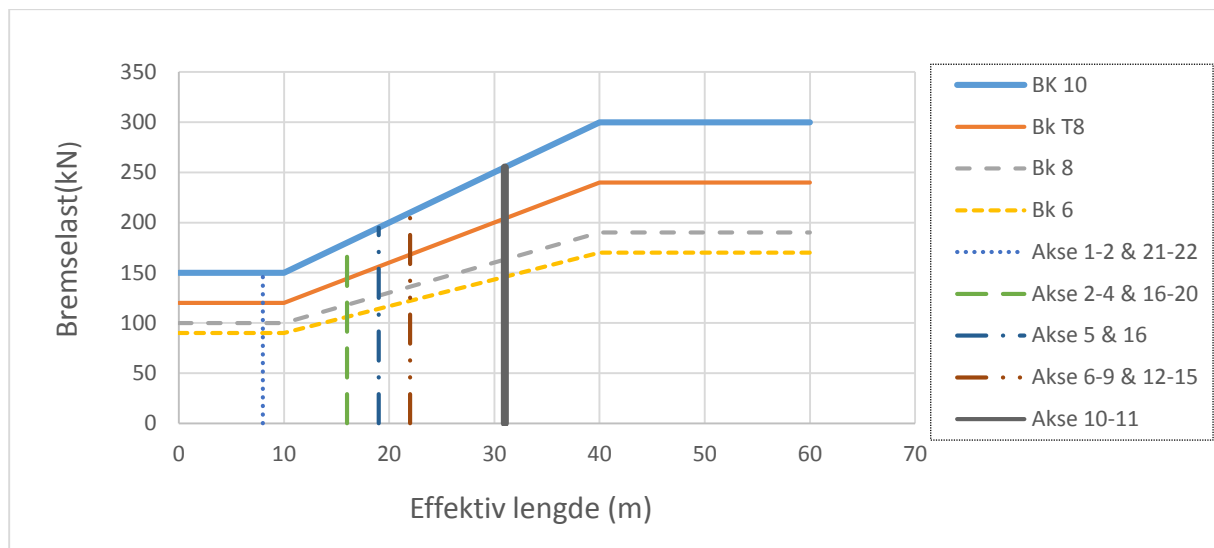
5.3.7 Bremselast

Bremselast forutsettes å virke i høyde med toppen av slitelaget og virke i bruas lengderetning. Bremselasten fordeles her over hele kjørebanelens bredde.

Effektiv lengde regnes som den samlede lengde av de brudelene som samtidig klarer å overføre bremselasten til konstruksjonsdelen som skal kontrolleres.

Sidelast er beregnet som 25% av bremselast i henhold til håndbok 185, sidelasten representerer en horisontal last på tvers av kjørebanelen på grunn av at bremsene til kjøretøyene angriper ulikt på høyre og venstre side eller eventuelt sidestøt o.l. Lasten angriper i kjørebanelen og den skal virke samtidig som bremselast [6]. Figur 5.35 viser de ulike sidelastene for de forskjellige spennene og i tillegg laster for de ulike bruksklassene. Bremselastene føres inn som punktlaster over hver søylene i NovaFrame. Disse lastene er vist i tabell 5.11.

Sentrifugallast gir også en horisontallast, men Nerlandsøybrua har en veldig slak sving med en horisontal radius på 900m og dette gir veldig liten last slik at denne er neglisjert.



Figur 5.35 Bremselaster for de ulike spenn og bruksklasser

Tabell 5.11 Bremselaster for de ulike spenn overført til søyler.

Bremselast for bruksklasse 10			
Akse	Effektiv lengde[m]	Last i Lengderetning [kN]	Sidelast [kN]
1-2 & 21-22	8	150	37,5
2-4 & 16-20	16	180	45,0
5 & 16	19	195	48,8
6-9 & 12-15	22	210	52,5
10-11	31	255	63,5

5.4 Lastkombinasjoner for bruddgrensetilstand

For lastkombinasjoner er det brukt håndbok 238. For å finne dimensjonerende lastkombinasjoner er det viktig å vite hvilke laster som har gunstige bidrag og hvilke som har ugunstige bidrag i de gitte situasjoner. For eksempel skal egenlaster ha faktor 1 om de virker gunstige og faktor 1,15 om de virker ugunstig for lasttilfelle. Variable laster skal bare tas med om de virker ugunstig for lasttilfellet.

Brua sjekkes for bruddgrensetilstand. En får da to typer lastkombinasjoner. Lastkombinasjon a og b. Dette er henholdsvis et lasttilfeller med en ugunstig last og last tilfelle med flere ugunstige laster. Forskjellen er reduksjon av lastfaktorer ved flere laster påsatt konstruksjonen. I figur 5.36 vises et utdrag fra håndbok 238 som gir de forskjellige lastkombinasjonene samt de forskjellige lastfaktorene som skal benyttes [7].

5 Laster

Lastgruppe Kombinasjon	Permanente laster, P		Deformasjons- laster, D	Variable laster Q
	Jordtrykk, J	Andre		
a	1,0	1,15 ⁽¹⁾⁽²⁾	γ_D	$\gamma_1 \cdot Q_1$
b	1,0	1,0	1,0	$\gamma_2 \cdot Q_1 + 0,8 \cdot \Sigma Q_n$

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

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

hvor:

$\gamma_D = 1,1/0,9$ for direkte virkninger av spennkrefter som angitt i NS 3473, pkt. 10.3.2, forøvrig er $\gamma_D = 1,0$.

$\gamma_1 = 1,4$ for brukslaster
 $= 1,2$ for spesialtransporter (faktoren benyttes også for brukslaster når disse kombineres)
 $= 1,15$ for mobilkraner (faktoren benyttes også for brukslaster når disse kombineres)
 $= 1,1$ for engangstransporter

$= 1,0$ for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og fortøyningslast fra ferje

$= 1,6$ for øvrige variable laster.

$\gamma_2 = 1,2$ for brukslaster
 $= 1,1$ for spesialtransporter (faktoren benyttes også for brukslaster når disse kombineres)
 $= 1,05$ for mobilkraner (faktoren benyttes også for brukslaster når disse kombineres)

$= 0,8$ for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og fortøyningslast fra ferjer

$= 1,3$ for øvrige variable laster.

Forkortelsene i tabellen har følgende betydning:

$Q_1 =$ Karakteristisk verdi for den variable last som er mest ugunstig for den lastvirkning som betraktes.

$Q_n =$ Karakteristisk verdi for øvrige variable laster som er ugunstige for lastvirkningen.

Figur 5.36 Utdrag fra håndbok 238, tabell 3.3-1, lastkombinasjon i bruddgrensetilstand [7].

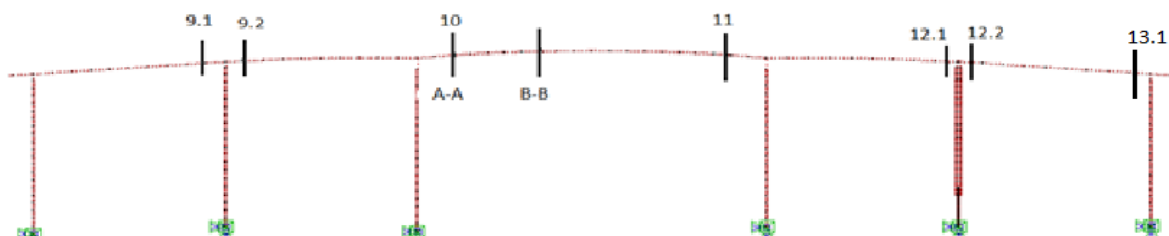
Dette gir de forskjellige lastkombinasjonene som det må kontrolleres for i hvert snitt. Disse kombinasjonene må sjekkes for hver nye plassering av kjøretøylastene, vist i tabell 5.12.

Tabell 5.12 Lastkombinasjoner

Last-komb.	Egenvekt	Spenn-kraft	Kryp	Svinn	Trafikk	Temp.	Vind	Vind Trafikk	Bremse-last
A.1	1.15/1	0.9/1.1	1.15/1	1.15	1.4	X	X	X	X
A.2	1.15/1	0.9/1.1	1.15/1	1.15	X	1.0	X	X	X
A.3	1.15/1	0.9/1.1	1.15/1	1.15	X	X	1.6	X	X
B.1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.2	0.8	X	0.8	0.8
B.2	1.0	1.0	1.0	1.0	0.8	0.8	X	0.8	0.8
B.3	1.0	1.0	1.0	1.0	0.8	0.8	X	1.3	0.8
B.4	1.0	1.0	1.0	1.0	0.8	0.8	X	0.8	1.2

Bremselasten er ikke beregnet som en brukslast som kan opptre alene. Siden det ikke kan oppstå bremselaster uten trafikk. Denne lasten opptre da bare i kombinasjon med trafikklast. Det samme gjelder vindlast med trafikk.

Lastkombinasjoner har blitt laget for hvert lasttilfelle, og har blitt lagt inn i Novaframe for brubjelken. Det har da vært i alt 7 lastkombinasjoner for hvert kontrollsnitt. Resultatene fra dette sees i tabell 1 i vedlegg F. For søylene er det blitt hentet ut laster manuelt og funnet verste lastkombinasjon i Excel. Beregninger og resultater med bidrag fra de enkelte lastene og lastfaktorene som er benyttet kan sees i vedlegg F, dimensjonerende laster for feltmoment i hovedspennet, støttemoment over akse 10, skjær i ved akse 10 og torsjon i snitt B-B vises i sin helhet i tabell 5.14-5.17. På neste side vises dimensjonerende laster for bruoverbygningen i tabell 5.13 og figur 5.37 viser hvilke kritiske snitt som er kontrollert for skjærkraft og torsjon.



Figur 5.37 Kritiske snitt for skjær og torsjon

5.5 Dimensjonerende krefter

Tabell 5.13 Dimensjonerende laster for bruoverbygningen.

Feltmoment	Mf (kNm)	
Akse 1-4/17-21	1515	
Akse 4-5/16-17	1345	
Akse 5-9/13-16	3682	
Akse 9-10	1407	
Akse 10-11	10250	
Akse 11-12	2129	
Akse 12-13	4365	
Støttemoment	Mf (kNm)	
Akse 1-4	-2283	
Akse 5-8	-4506	
Akse 9	-2898	
Akse 10	-21578	
Akse 11	-21385	
Akse 12.1	177	
Akse 12.2	64	
Skjærkrefter	Vf (kN)	
Akse 1-4	792	
Akse 5-8	1035	
Akse 9.1	1047	
Akse 9.2	-742	
Akse 10	-2583	
Akse 11	2585	
Akse 12.1	543	
Akse 12.2	-890	
Akse 13.1	-1222	
Torsjon	Tf (kN)	Vf (kN)
Snitt A-A	-930	-2089
Snitt B-B	-871	-1177

Tabell 5.14 Feltmoment akse 10-11

Last type, Feltmomenter	Akse 10-11		
	γ	M.k [kNm]	M.d [kNm]
Egenvekt	1,15	3481	4003,2
Tvangskrefter spennarmering	1,1	1958	2153,8
Kryp	1,15	6	6,9
Svinn	1,15	6	6,9
Temperatur	0	1107	0
Vindlast m/trafikk	0	233	0
Vindlast	0	555	0
Bremselast	0	80	0
Fordelt kjøretøylast	1,4	329	460,6
Vogntoglast	1,4	2583	3616,2
Total (sum($\gamma * M.k$))			10248

Tabell 5.15 Støttemoment akse 10

Last type, støttemoment	Akse 10		
	γ	M.k [kNm]	M.d [kNm]
Egenvekt	1,15	-11700	-13455
Tvangskrefter spennarmering	0,9	1967	1770,3
Kryp	1	4	4
Svinn	1,15	-216	-248,4
Temperatur	0	-1140	0
Vindlast m/trafikk	0	-701	0
Vindlast	0	-1870	0
Bremselast	0	-327	0
Fordelt kjøretøylast	1,4	-1046	-1464,4
Vogntoglast	1,4	-5848	-8187,2
Total (sum($\gamma * M.k$))			-21581

Tabell 5.16 Skjærkrefter snitt akse 10

Last type, Skjærkrefter	Akse 10		
	γ	V.k [kN]	V.d [kN]
Egenvekt	1,15	-1314	-1511,1
Tvangskrefter spennarmering	1,1	0	0
Kryp	1,15	0	0
Svinn	1,15	-13	-14,95
Temperatur	0	-2	0
Vindlast m/trafikk	0	86	0
Vindlast	0	-207	0
Bremselast	0	36	0
Fordelt kjøretøylast	1,4	-175	-245
Vogntoglast	1,4	-580	-812
Total (sum($\gamma * M.k$))			-2583

Tabell 5.17 Torsjonskrefter snitt B-B

Torsjon og skjær, Midtsnitt	Lastfaktor (γ)	Snitt B-B (1025, 0.6)			
		T.k	T.f	V.k	V.f
Egenvekt	1,15	0	0	-658	-756,7
Tvangskrefter spennarmering	1,15	0	0	-4	-4,6
Kryp	1,15	0	0	0	0
Svinn	1,15	0	0	-1	-1,15
Temperatur	0	0	0	-1	0
Vindlast m/trafikk	0	129	0	-43	0
Vindlast	0	315	0	-104	0
Bremselast	0	0	0	0	0
Fordelt kjøretøylast	1,4	-136	-190,4	-53	-74,2
Vogntoglast	1,4	-486	-680,4	-243	-340,2
Total (sum($\gamma * M.k$))			-871		-1177

For søylene er det funnet kombinasjoner i forhold til hva som opptrer samtidig. Største normalkraft kan for eksempel samtidig gi litt bidrag til moment om y-aksen. Laster for maks moment om x-aksen vil også gi bidrag til normalkraft og moment om y-aksen. Maksimalt effekt av alle oppstår aldri samtidig. Det er delt opp i tre forskjellige lasttilfeller. Lasttilfelle 1 gir verste aksialkraft. Lasttilfelle 2 gir verste moment om x-aksen. Lasttilfelle 3 gir verste moment om y-aksen. Lasttilfellet for topp og bunn av søyle i akse 10 vises i sin helhet med opptredende laster og lastfaktorer i tabell 5.18-23. Resultatdata fra søyle akse 9, 10, 11 og 12 vises i tabell 5.24-35. Komplette lastberegninger og faktorer sees i vedlegg F for alle søyler. For søylebunn er det hentet ut laster fra overgangen mellom fundament og søyle. (Element xx004, som vist i tabell 5.21-23, ved uthenting av data i 11004)

Tabell 5.18 Kombinasjon for verste normalkrefter i søyletopp akse 10

Maks normalkraft	Akse 10, søyle topp (element 11020, node 1.00)						
	γ	N.k [kN]	N.d [kN]	Mx.k [kNm]	Mx.d	My.k [kNm]	My.d
Egenvekt	1,15	-2758	-3171,7	335	385,25	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1,15	-92	-105,8	-163	-187,45	0	0
Kryp	1,15	0	0	-1	-1,15	0	0
Svinn	1,15	0	0	1068	1228,2	0	0
Temperatur	0	-30	0	562	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-170	0	27	0	158	0
Vindlast	0	-401	0	52	0	361	0
Bremselast	0	-33	0	-30	0	13	0
Fordelt kjøretøylast	1,4	-342	-478,8	56	78,4	57	79,8
Vogntoglast	1,4	-905	-1267	109	152,6	48	67,2
Total (sum(γ * M.k))			-5023,3		1655,85		147

Tabell 5.19 Kombinasjon for verste moment om x-aksen i søyletopp akse 10

Maks moment om X	Akse 10, søyle topp (element 11020, node 1.00)						
	γ	N.k [kN]	N.d [kN]	Mx.k [kNm]	Mx.d	My.k [kNm]	My.d
Egenvekt	1,15	-2758	-3171,7	547	629,05	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	-92	-92	-251	-251	0	0
Kryp	1	0	0	-1	-1	0	0
Svinn	1,15	0	0	1068	1228,2	0	0
Temperatur	0,8	-30	-24	562	449,6	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-170	0	27	0	158	0
Vindlast	0	-401	0	52	0	361	0
Bremselast	0	-33	0	-30	0	13	0
Fordelt kjøretøylast	1,2	-150	-180	72	86,4	57	68,4
Vogntoglast	1,2	-835	-1002	412	494,4	48	57,6
Total (sum(γ * M.k))			-4469,7		2635,65		126

Tabell 5.20 Kombinasjon for verste moment om y-aksen i søyletopp akse 10

Maks moment om Y	Akse 10, søyle topp (element 11020, node 1.00)						
	γ	N.k [kN]	N.d [kN]	Mx.k [kNm]	Mx.d	My.k [kNm]	My.d
Egenvekt	1	-2758	-2758	335	335	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	-92	-92	-163	-163	0	0
Kryp	1	0	0	-1	-1	0	0
Svinn	1	0	0	1068	1068	0	0
Temperatur	0	-30	0	562	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-170	0	27	0	158	0
Vindlast	1,6	-401	-641,6	52	83,2	361	577,6
Bremselast	0	-33	0	-30	0	13	0
Fordelt kjøretøylast	0	-237	0	46	0	83	0
Vogntoglast	0	-482	0	2	0	41	0
Total (sum(γ * M.k))			-3491,6		1322,2		577,6

Tabell 5.21 Kombinasjon for verste normalkrefter i søylebunn akse 10

Maks normalkraft	Akse 10, søyle Bunn (element 11004, node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.d	M.k x [kNm]	Mx.d	M.k y[kNm]	My.d
Egenvekt	1,15	-3341	-3842,15	49	56,35	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	92	92	-24	-24	0	0
Kryp	1,15	0	0	0	0	0	0
Svinn	1,15	1	1,15	-1629	-1873,35	0	0
Temperatur	0	-30	0	-930	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-170	0	4	0	3734	0
Vindlast	0	-401	0	9	0	4608	0
Bremselast	0	-33	0	4	0	1418	0
Fordelt kjøretøylast	1,4	-342	-478,8	56	78,4	57	79,8
Vogntoglast	1,4	-905	-1267	109	152,6	48	67,2
Total (sum($\gamma * M.k$))			-5494,8		-1610		147

Tabell 5.22 Kombinasjon for verste moment om x-aksen i søylebunn akse 10

Maks moment om X	Akse 10, søyle Bunn (element 11004, node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.d	M.k x [kNm]	Mx.d	M.k y[kNm]	My.d
Egenvekt	1,15	-3341	-3842,15	-337	-387,55	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	92	92	190	190	0	0
Kryp	1,15	0	0	0	0	0	0
Svinn	1,15	1	1,15	-1629	-1873,35	0	0
Temperatur	0,8	-30	-24	-930	-744	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-170	0	4	0	3734	0
Vindlast	0	-401	0	9	0	4608	0
Bremselast	0	-33	0	4	0	1418	0
Fordelt kjøretøylast	1,2	-150	-180	-61	-73,2	57	68,4
Vogntoglast	1,2	-905	-1086	-348	-417,6	48	57,6
Total (sum($\gamma * M.k$))			-5039		-3305,7		126

Tabell 5.23 Kombinasjon for verste moment om y-aksen i søylebunn akse 10

Maks moment om Y	Akse 10, søyle Bunn (element 11004, node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.d	M.k x [kNm]	Mx.d	M.k y[kNm]	My.d
Egenvekt	1	-3341	-3341	49	49	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	92	92	-24	-24	0	0
Kryp	1	0	0	0	0	0	0
Svinn	1	1	1	-1629	-1629	0	0
Temperatur	0	-30	0	-930	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-170	0	4	0	3734	0
Vindlast	1,6	-401	0	9	14,4	4608	7372,8
Bremselast	0	-33	0	4	0	1418	0
Fordelt kjøretøylast	0	-237	0	46	0	83	0
Vogntoglast	0	-482	0	2	0	41	0
Total (sum($\gamma * M.k$))			-3248		-1589,6		7372,8

Tabell 5.24 Laster for søyletopp akse 9

Søyletopp akse 9 (kN/kNm)			
Lasttilfelle	Aksialkraft	Moment x	Moment Y
1. Aksialkraft	-1617,8	105,45	60,2
2. Moment om x	-1320,65	186,7	158,8
3. Moment om Y	-960,8	99	254,4

Tabell 5.25 Laster for søylemidt akse 9

Søylemidt akse 9 (kN/kNm)			
Lasttilfelle	Aksialkraft	Moment x	Moment Y
1. Aksialkraft	-1691,2	-67,55	1177,2
2. Moment om x	-955	-77,55	0
3. Moment om Y	-1197,6	-56,35	1820,8

Tabell 5.26 Laster for søylebunn akse 9

Søylebunn akse 9 (kN/kNm)			
Lasttilfelle	Aksialkraft	Moment x	Moment Y
1. Aksialkraft	-1914,75	-210,45	85,4
2. Moment om x	-1718,5	-322,05	73,2
3. Moment om Y	-1387,35	-210,45	4358,4

Tabell 5.27 Laster for søyletopp akse 10

Søyletopp akse 10 (kN/kNm)			
Lasttilfelle	Aksialkraft	Moment x	Moment Y
1. Aksialkraft	-5023,3	1655,85	147
2. Moment om x	-4469,7	2635,65	126
3. Moment om Y	-3491,6	1322,2	577,6

Tabell 5.28 Laster for søylemidt akse 10

Søylemidt akse 10 (kN/kNm)			
Lasttilfelle	Aksialkraft	Moment x	Moment Y
1. Aksialkraft	-5044	-108,55	147
2. Moment om x	-4648,9	-382,15	1677,2
3. Moment om Y	-3497,6	-356,6	3822,4

Tabell 5.29 Laster for sølebunn akse 10

Sølebunn akse 10 (kN/kNm)			
Lasttilfelle	Aksialkraft	Moment x	Moment Y
1. Aksialkraft	-5494,8	-1610	147
2. Moment om x	-4955	-3305,7	126
3. Moment om Y	-3248	-1589,6	7372,8

Tabell 5.30 Laster for søletopp akse 11

Søletopp akse 11 (kN/kNm)			
Lasttilfelle	Aksialkraft	Moment x	Moment Y
1. Aksialkraft	-4995,3	1951,4	147
2. Moment om x	-3340,7	2724	0
3. Moment om Y	-3491,6	1579,2	577,6

Tabell 5.31 Laster for sølemidt akse 11

Sølemidt akse 11 (kN/kNm)			
Lasttilfelle	Aksialkraft	Moment x	Moment Y
1. Aksialkraft	-5016	252,55	147
2. Moment om x	-2846,2	241,15	1677,2
3. Moment om Y	-3497,6	-356,6	3822,4

Tabell 5.32 Laster for sølebunn akse 11

Sølebunn akse 11 (kN/kNm)			
Lasttilfelle	Aksialkraft	Moment x	Moment Y
1. Normalkraft	-5466,8	-2043,55	147
2. Moment om x	-3826	-3670,55	0
3. Moment om Y	-3248	-1966,6	7372,8

Tabell 5.33 Laster for søletopp akse 12

Søletopp akse 12.1 (kN/kNm)			
Lasttilfelle	Aksialkraft	Moment x	Moment Y
1. Normalkraft	-661,4	70,8	229,6
2. Moment om x	-159,85	161	0
3. Moment om Y	-148,6	143,2	376

Tabell 5.34 Laster for søylemidt akse 12

Søylemidt akse 12.1 (kN/kNm)			
Lasttilfelle	Aksialkraft	Moment x	Moment Y
1. Normalkraft	-731,9	-6	812,8
2. Moment om x	-201,6	-4,75	0
3. Moment om Y	-201,45	-4,6	1366,4

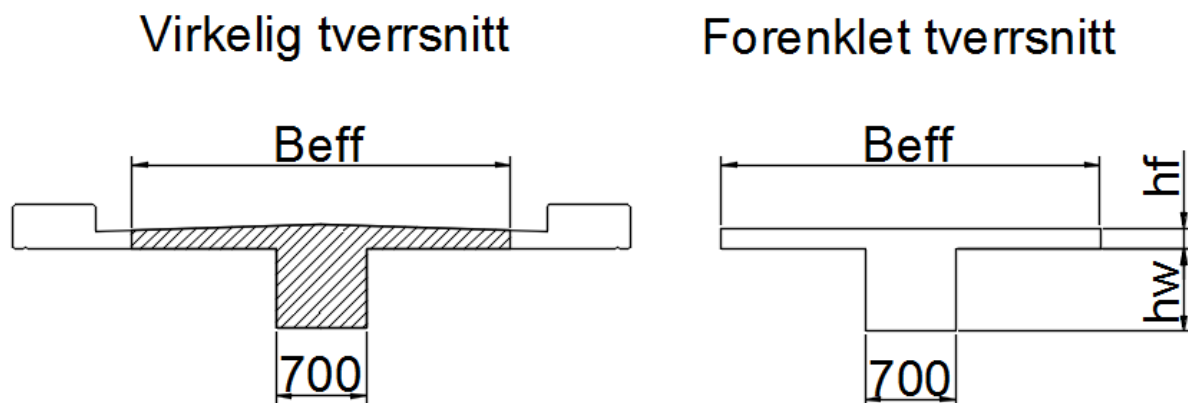
Tabell 5.35 Laster for søylebunn akse 12

Søylebunn akse 12.1 (kN/kNm)			
Lasttilfelle	Aksialkraft	Moment x	Moment Y
1. Normalkraft	-825,85	-41,4	1288,4
2. Moment om x	-180	-129,8	0
3. Moment om Y	-283,6	-48	2267,2

6 Bruddgrensetilstand i lengderetning av bruoverbygningen

Overbygningen må kontrolleres for moment, skjær og torsjon i kritiske snitt. Dimensjonen på overbygningen varierer både i høyde og bredde slik at kapasitetene er forskjellige, men noen felt er like, se tabell 6.1. Det vil bli tatt ut det høyeste moment, skjær og torsjon i de feltene som er like og kontrollert mot kapasiteten som tverrsnittet har. Det er benyttet et forenklet tverrsnitt i forhold til det som faktisk er ved kapasitetsberegninger, se figur 6.1.

Forenklingen av tverrsnittet gjelder kun flenstykkelsen h_f , på det virkelige tverrsnittet er det variabel høyde mens på det forenklete tverrsnitt er det konstant høyde på flensen.



Figur 6.1: Tverrsnitt benyttet ved moment og skjær kapasitetsberegninger

Arealet av flensen i det forenklete tverrsnittet er mindre enn det er i det virkelige snittet, dette kommer av at det er tatt gjennomsnittet av tykkelsen til flensen fra det virkelige tverrsnittet. Egentlig vil tykkelsen være noe større innenfor $Beff$. Trykkapasiteten i flensen er noe høyere i virkeligheten, men vi er konservative her. Kantdragerne er neglisjert da de ligger utenfor $Beff$ og gir lite bidrag.

6.1 Dimensjonerende krefter

Det har blitt brukt NovaFrame 5 som er et rammeprogram og håndberegninger for å kalkulere de dimensjonerende krefter i konstruksjonen. Den dimensjonerende lastkombinasjonen er bestemt med utgangspunkt i håndbok 238. Det har blitt plassert ut laster manuelt for å gi det mest ugunstige lasttilfellet for moment, skjær og torsjon. For de forskjellige lastplasseringer se avsnitt 5.3. Se avsnitt 5.4 for resultater fra NovaFrame.

6.2 Moment

Siden bruene har et T-tverrsnitt fører dette til at en del av platen i bjelkens felt virker som trykkflens ved bøyning. NS 3473[1] punkt 9.5 setter krav til hvor mye som kan være medvirkende.

Medvirkende flensbredde på hver side av steget skal være den minste av:

- Faktisk flensbredde;
- 10 % av avstanden mellom bjelkens momentnullpunkter;
- 8 ganger flenstykkelser.

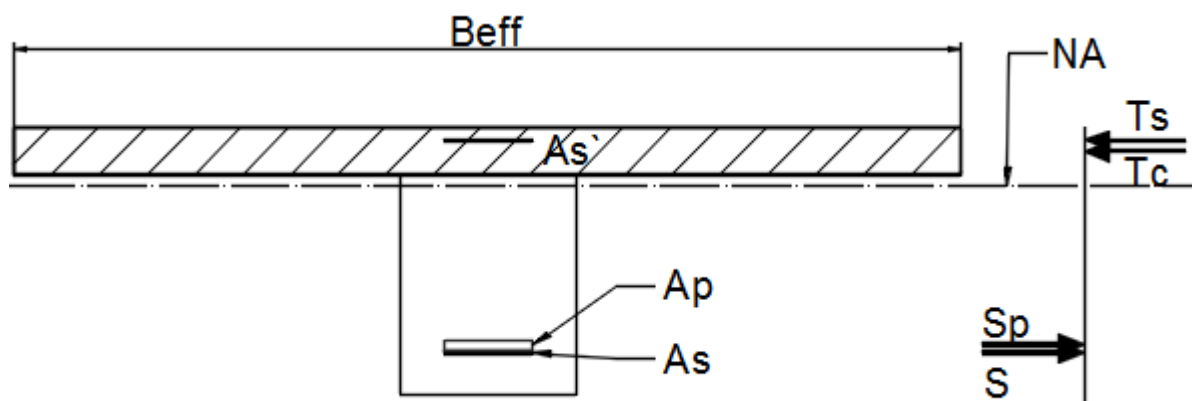
Når det kommer til tykkelsen av flens, kan det regnes med tynn flens hvis $h_f \leq \lambda \alpha d$, hvor:

- λ 0,8 for fasthetsklasse $\leq B50$
- αd trykksonehøyden og α regnes ut i forhold til aksiell likevekt.

Ved tynn flens kan en regne med fullt trykk i hele flensen og tyngdepunktet til trykkresultanten ligger midt i flensen. Hvis $h_f > \lambda \alpha d$ må det regnes tykk flens og det kan da kun brukes $\lambda \alpha d$ av høyden til h_f som tar trykk.

Ved strekk i flens må det regnes som en rektangulær bjelke med bredden til steget b_w , og all armering som ligger innenfor effektiv bredde B_{eff} i flensen kan regnes som strekkarmering.

Videre må det kontrolleres om tverrsnittet er over eller underarmert, for å fastslå dette kan det regnes ut en balansert armeringsmengde. Hvis arealet til strekkarmeringen er mindre enn det balanserte armerings arealet vil vi ha en underarmert konstruksjon og den vil oppføre seg duktilt. Ved overarmert konstruksjon vil det oppstå et sprøtt brudd og dette er noe som bør unngås. Det er blitt beregnet momentkapasitet i alle kritiske snitt, midt i felt og over støtte, for beregninger se vedlegg G. Tverrsnitt for feltmomentkapasitet akse 10-11 vises i figur 6.2.



Figur 6.2 Snitt i mellom akse 10 og 11 for momentlikevekt.

Hovedspennet og de tilstøtende feltene altså mellom akse 9-12 er spennarmert, beregning av trykkzonehøydefaktor α beregnes ved aksiell likevekt og er vist under hvor det også beregnes momentkapasiteten i dette snittet.

Momentkapasitet i bruddgrense, felt akse 10-11

Betonginfo

Betong kvalitet	B350 / B25	
Sikkerhetsfaktor betong	$\gamma_c := 1.4$	NS 3473 Tabell 4
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Strekkfasthet	$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Tøyngingsgrense i bruddgrense	$\varepsilon_{cu} := 0.0035$	NS 3473 Tabell A.5

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning	$f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$	
Sikkerhetsfaktor	$\gamma_s := 1.25$	
E – modul	$E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$	
Dimensjonerende flytespenning	$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Armeringstøyning	$\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$	
Flytetøyning for armeringsstål	$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$	

6 Bruddgrensetilstand i lengderetning av bruoverbygningen

Armerings info for spennarmering

Karakteristisk 0,2% strekkgrense	$f_{02} := 835 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Dimensjonerende spenning	$f_{pd} := \frac{f_{02}}{\gamma_s} = 668 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
E – modul	$E_p := 195000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
	$\epsilon_{p0} := \frac{f_{02}}{E_p} = 4.282 \times 10^{-3}$

Tverrsnitts info

Total bredde	$b := 7300\text{mm}$
Bredde på steg	$b_w := 700\text{mm}$
Tykkelse på flense	$h_f := 190\text{mm}$
Høyde for tverrsnitt	$h := 1100\text{mm}$

Effektiv bredde av flens en side	$b_{\text{eff}1} := \min(b, 0.1 \cdot 0.7 \cdot 40\text{m}, 8 \cdot h_f) = 1520 \cdot \text{mm}$	NS 3473 9.5
----------------------------------	--	-------------

Effektiv bredde av tverrsnitt	$b_{\text{eff}} := 2 \cdot b_{\text{eff}1} + b_w = 3740 \cdot \text{mm}$	NS 3473 9.5
-------------------------------	--	-------------

Trykkarmering	$A_{\text{st}} := 5\pi (10)^2 \text{mm}^2 = 1571 \cdot \text{mm}^2$	5 stk Ø20
Strekkarmering	$A_{\text{ss}} := 17\pi (10)^2 \text{mm}^2 = 5341 \cdot \text{mm}^2$	17 stk Ø20
Spennarmering	$A_p := 16 \cdot \pi \cdot (16\text{mm})^2 = 12868 \cdot \text{mm}^2$	16 stk Ø32

Avstand fra UK til tp slakkarm.

$$z_1 := \frac{[(5 \cdot 50 + 5 \cdot 144 + 5 \cdot 234 + 2 \cdot 324) \cdot \text{mm} \cdot \pi \cdot (10 \text{mm})^2]}{A_{SS}} = 164 \cdot \text{mm}$$

Avstand fra UK til tp spennarmering, avstander tatt fra AutoCAD modell.

$$z_p := \frac{[(4 \cdot 60 + 4 \cdot 150 + 4 \cdot 240 + 4 \cdot 330) \cdot \text{mm} \cdot \pi \cdot (16 \text{mm})^2]}{A_p} = 195 \cdot \text{mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

For slakkarmering $d := h - z_1 = 936 \cdot \text{mm}$

For spennarmering $d_p := h - z_p = 905 \cdot \text{mm}$

Tp trykk armering fra OK $d_1 := 50 \text{mm}$

Minimumsarmering

Referansehøyde $h_1 := 1000 \text{mm}$

$$k_W := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1 \quad \text{NS 3473 18.1.3}$$

Min. arm. på strekkside steg $A_{SS1} := 0.25 \cdot k_W \cdot b_W \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 942 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{NS 3473 18.3.2}$

Min. arm. på trykkside flens $A_{St1} := 0.25 \cdot h_f \cdot b_{\text{eff}} \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 870 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{NS 3473 18.3.3}$

Konklusjon strekkarmering $A_{SS} > A_{SS1}$ Strekkarmering ok

Konklusjon trykkarmering $A_{St} > A_{St1}$ trykkarmering ok

Tap på grunn av kryp, svinn og relaksasjon (låsetap er utelatt da vi er lagt fra låsene)

Total tøyning i spennarm ved brudd $\Delta \varepsilon'_{p0} := 0.0010$ Fra svinn kryp regneark

Effektiv tøyningdifferanse $\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta \varepsilon'_{p0} = 3.282 \times 10^{-3}$

6 Bruddgrensetilstand i lengderetning av bruoverbygningen

$$\text{Balansert armeringstverrsnitt } \alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\left(\frac{f_{pd}}{E_p}\right) - \varepsilon'_{p0} + \varepsilon_{cu}} = 0.961 \quad 7.7 [13]$$

$$\lambda := 0.8 \quad \eta := 1.0$$

$$A_{pb} := \lambda \cdot \eta \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} \cdot \alpha_b \cdot b_{eff} \cdot d_p + (A_{ss} - A_{st}) \cdot \frac{f_{sd}}{f_{pd}} = 100383.9 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{Formelsamling betong 2 (modifisert)}$$

$$A_p < A_{pb} \quad \text{Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd}$$

Trykksone faktor regnes ut i forhold til aksial likevekt

$$\text{Summen av indre krefter} = 0 \quad T_c + T_s - S - S_p = 0$$

Ferdig ryddet uttrykk:

$$f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot 0.8 \cdot \alpha^2 \cdot d^2 + \alpha \cdot d \left(-A_{ss} \cdot f_{sd} - A_p \cdot f_{pd} + \varepsilon_{cu} \cdot A_{st} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) - \varepsilon_{cu} \cdot d1 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) \cdot A_{st} = 0$$

$$x := f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot 0.8 \cdot d^2 = 38008.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$y := d \cdot \left(-A_p \cdot f_{pd} - A_{ss} \cdot f_{sd} + \varepsilon_{cu} \cdot A_{st} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) = -9141.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$z := -\varepsilon_{cu} \cdot d1 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) \cdot A_{st} = -44 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha := \frac{(-y) + \sqrt{y^2 - 4 \cdot x \cdot z}}{2 \cdot x} = 0.2452$$

$$\text{Maks tykkelse for tynn flens } t := 0.8 \cdot \alpha \cdot d = 184 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Tynn eller tykk flens } h_f > t \quad \text{Må regne tykk flens}$$

$$\text{Trykksonehøyde } \alpha \cdot d = 230 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Tøyning i trykkarmering } \varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d - d1)}{\alpha \cdot d} = 2.738 \times 10^{-3} \quad (\text{flyter})$$

$$\text{Trykk resultatant i armering } T_s := f_{sd} \cdot A_{st} = 603 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Trykk resultatant i flens } T_c := f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d = 9959 \cdot \text{kN}$$

Trykk resultant i armering $T_s := f_{sd} \cdot A_{st} = 603 \cdot \text{kN}$

Trykk resultant i flens $T_c := f_{cd} \cdot b_{\text{eff}} \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d = 9959 \cdot \text{kN}$

Strekk resultant i armering $S := f_{sd} \cdot A_{ss} = 2051 \cdot \text{kN}$

Strekk resultant i spennarmering $S_p := f_{pd} \cdot A_p = 8596 \cdot \text{kN}$

Momentlikevekt om tyngdepunkt spennarmering

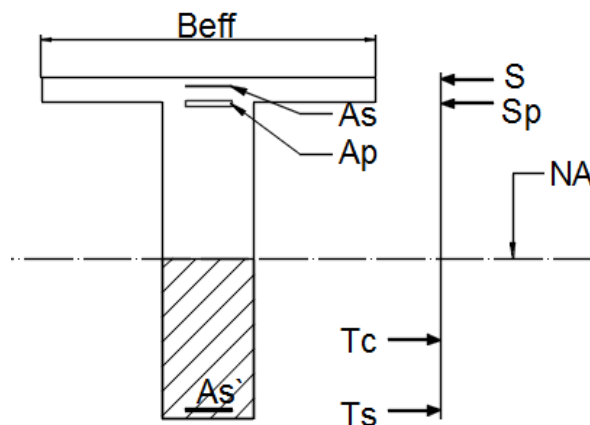
Moment arm for T_c $z_c := d_p - \frac{h_f}{2} = 810 \cdot \text{mm}$

Moment arm for T_s $z_{st} := d_p - d_1 = 855 \cdot \text{mm}$

Moment arm for S $z_s := d - d_p = 31 \cdot \text{mm}$

Momentkapasitet $M_d := T_c \cdot z_c + T_s \cdot z_{st} + S_1 \cdot z_s = 8646 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

For momentkapasitet over støtte vil regnestykket være omentrent likt, forskjellen er at bjelken blir beregnet rektangulær, hvor spenn og slakkarmering ligger i toppen av bjelken og trykkarmering og trykkresultanten ligger i nedre del av bjelken. Strekkarmeringen som tas med, er den armeringen som ligger innenfor effektivt tverrsnitt i flensen. Figur 6.3 viser effektiv tverrsnitt over støtte 10 og beregninger er gitt i vedlegg G for resten av snittene.



Figur 6.3: viser snitt av bjelke i akse 10/11

6 Bruddgrensetilstand i lengderetning av bruoverbygningen

I tabell 6.1 og 6.2 er dimensjonerende moment hentet rett fra NovaFrame. Det er mulig å redusere støttemomentet noe, dette er kun gjort for akse 5-9, 10 og 11. Reduksjonen over støtte 5-9 gir ingen mulighet for momentomlagring, siden momentkapasiteten allikevel blir fullt utnyttet.

Tabell 6.1 dimensjonerende moment og momentkapasitet i felt

Snitt	Dimensjonerende moment M_f [kNm]	Momentkapasitet M_d [kNm]	Utnyttelsesgrad
Akse 1-4 & 17-21	1515	2001	0,76
Akse 4-5 & 16-17	1345	2246	0,60
Akse 5-9 & 13-16	3683	3474	1,06
Akse 9-10	1408	2745	0,51
Akse 11-12	2130	2745	0,78
Akse10-11	10247	8646	1,19
Akse 12-13	4365	4464	0,98

Tabell 6.2 dimensjonerende moment og momentkapasitet over støtte

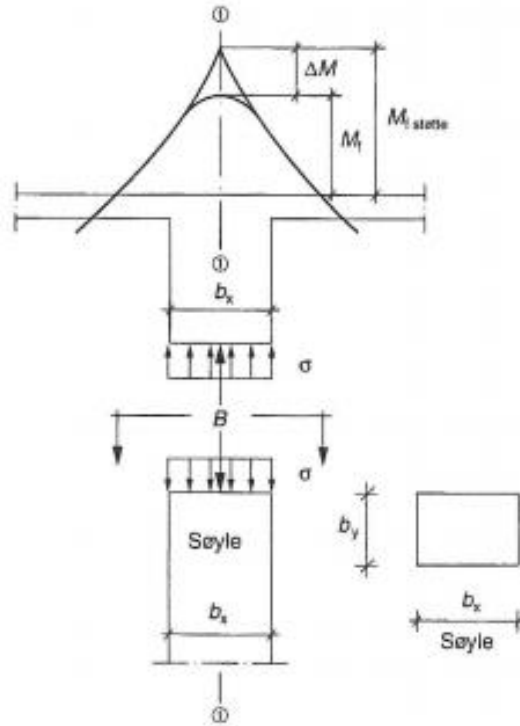
Snitt	Dimensjonerende moment M_f [kNm]	Momentkapasitet M_d [kNm]	Utnyttelsesgrad
1-4 & 17-21	-2283	-2793	0,82
5-8 & 14-16	-4440	-4401	1,01
9	-3155	-4273	0,74
10	-21135	-22225	0,95
11	-21001	-22225	0,94
12.2	176	Moment tas av søyle	-
13	-4769	-4959	0,96

6.2.1 Reduksjon av støttemoment

Siden utnyttelsen av momentkapasiteten i felt akse 10-11 og feltene fra akse 5-9 er overskredet må en se om det kan være momentomlagring i konstruksjonen. Dette kan skje hvis det er mer kapasitet over støttene enn det som blir brukt ved maks feltmoment i samme tilfelle. Momentkapasiteten over støtte 10 og 11 er så godt som utnyttet og for støttemoment i akse 5-9 er kapasiteten overskredet. Siden bjelken er kontinuerlig over søylene kan en beregne et redusert støttemoment ΔM , dette er kun mulig hvis systemlinjene til konstruksjonen blir benyttet. Systemlinjene forholder seg til nøytralaksene til bjelker og

6 Bruddgrensetilstand i lengderetning av bruoverbygningen

søyler i konstruksjonen. Reduksjonen kommer av kraften som fordeler seg jevnt over søylens bredde. Denne reduksjonen tar ikke NovaFrame hensyn til dette, dette må derfor utføres med håndberegning. Under er det visst utregning for reduksjon av støttemoment for akse 10.



Figur 6.4: Redusering av støttemoment for kontinuerlige bjelker.[17]

$$\Delta M = B * \frac{bx}{8} = 4433kN * \frac{0,8m}{8} = 443kNm$$

Hvor:

- B dimensjonerende kraft i søyletoppen.
- bx bredden på opplegget.

$$M_{f\ red} = M_{f\ støtte} - \Delta M = -21578kNm - (-443kNm) = -21135kNm$$

Hvor:

- $M_{f\ red}$ redusert dimensjonerende momentet.
- $M_{f\ støtte}$ opptredende moment som er hentet fra NovaFrame.

6.2.2 Momentomlagring

Konstruksjonen må være underarmert og tverrsnittet må være utformet slik at det kan dannes plastiske ledd i konstruksjonen hvis det skal kunne være momentomlagring. Det må altså dannes en mekanisme, ved flytning vil konstruksjonen oppføre seg plastisk helt til betongen blir overbelastet i trykksonen [18]. Ved momentomlagring vil kapasiteten økes i feltet og reduseres over støtte og dette er nødvendig for å opprettholde likevekt i konstruksjonen. I NS 3473 [1] punkt 9.4.6 står det at det skal ikke forutsettes større momentomlagring i forhold til momenter beregnet for lineærelastiske forhold enn:

- 10 % for kamtråd B500A
- 20 % for kamstenger B500B
- 30 % for kamstenger B500C

Alle de tre klassene har karakteristisk flytegrense på 500 MPa, det er usikkert om hva Ks 50 tilsvarer av de tre. Karakteristisk flytegrense til ks 50 er 480 MPa for Ø20. I hovedspennet er det brukt spennarmering av typen dywidag, men i tillegg er det benyttet armering av typen Ks 50 til både trykk og strekkarmering. Ved å anta at Ks 50 og dywidag stagene tilsvarer B500B kan det omlagres inntil 20 % moment. Det vil uansett bli mindre tøyninger i dywidag stagene siden disse ligger noe nærmere nøytralaksen enn den slakarmerte armeringen som ligger i strekk.

Tabell 6.3 Dimensjonerende moment og opptredende moment ved maksimalt feltmoment

	Dimensjonerende moment M_f [kNm]	Moment kapasitet M_d [kNm]	Differanse i moment [kNm]
Feltmoment akse 10-11	10247	8646	-1601
Redusert støtte moment akse 10*	-20769	-22225	1456
Redusert støtte moment akse 11*	-20153	-22225	2072

Som vist i tabell 6.3 er det 1601 kNm for lite kapasitet i feltet, over støtte i akse 10 er det 1456 kNm i overskudd og over støtte i akse 11 er det 2072 kNm i overskudd. Siden det totalt sett er nok momentkapasitet i konstruksjonen og at den er underarmert må en regne på om det faktisk er mulig å omlagre det momentet som er overskredet i feltet. Det blir valgt å omlagre 17,1 % av momentet, en utnytter da maksimal kapasitet av støttemomentene.

$$M_{f.felt.om} = 0,829 * M_{f.felt10-11} = 0,829 * 10246 \text{ kNm} = 8494 \text{ kNm} < M_{d.felt}$$

$$M_{f.støtte\ 10.om} = M_{f.støtte\ 10} + 0,142 * M_{f.felt10-11} = (20769 + 1455) \text{ kNm}$$

$$M_{f.støtte\ 10.om} = 22224 \text{ kNm} < M_{d\ støtte\ 10}$$

$$M_{f.støtte\ 11.om} = M_{f.støtte\ 11} + 0,20 * M_{f.felt10-11} = (20152 + 2049) \text{ kNm}$$

$$M_{f.støtte\ 11.om} = 22202 \text{ kNm} < M_{d\ støtte\ 11}$$

Konstruksjonen vil kunne omlagre momentene tilfredsstillende, støttene vil være tilnærmet 100% utnyttet og feltet vil bli 98% utnyttet etter at momentene er omlagret.

6.3 Skjær

Størst skjærkraft opptrer over søylene (se skjærkraft diagram i figur 5.14). Derfor kontrolleres skjærkraftkapasiteten her. Det er benyttet forenklet metode i NS 3473 for å beregne skjærkapasiteten [1]. Kapasiteten skal kontrolleres for både strekkbrudd ($V_{cd}+V_{sd}$) og trykkbrudd (V_{ccd}).

I følge NS3473 12.3.1.5 kan en kun legge til skjærarmeringsbidraget V_{sd} til strekkbruddkapasiteten hvis det er lagt inn minimumsarmering. Ved tilnærmet jevnt fordelt last kan en for enkelhets skyld kontrollere i en avstand d ut fra kanten av opplegget for påvisning av strekkbruddkapasitet, se fig 6.5. Skjærtrykkapasiteten skal sammenlignes med skjærkraften som opptrer i kant av opplegget.

For de slakkarmert feltene er strekkarmeringen vinklet opp 45 grader mot søylene og jernene som er innenfor avstanden d fra opplegget kan brukes til å ta skjær og i tillegg kommer bøyene som tar skjærkraft. Det er blitt noe forenkling ved beregning av skjærstrekkkapasiteten ved at det ikke er tatt med aksialtrykk som er i bjelken da denne er veldig lav, dette er konservativt og på sikker side.

Skjærstrekkkapasitets bidrag fra kun betongen og lengdearmering:

$$V_{cd} = V_{co} = 0,3 * \left(f_{td} + \frac{K_A * A_s}{\gamma_c * b_w * d} \right) * b_w * d * k_v \leq 0,6 f_{td} * b_w * d * k_v$$

Hvor:

- f_{td} dimensjonerende strekkfasthet til betong
- K_A faktor på 100N/mm^2
- A_s tverrsnittsarealet av lengdearmeringen på strekkside, tilstrekkelig forankret
- γ_c materialfaktor for betong
- b_w bredde på steg
- d effektiv høyde
- k_v faktor som tar hensyn til tykkelse av plate eller bjelke

6 Bruddgrensetilstand i lengderetning av bruoverbygningen

Skjærstrekkkapasitets bidrag fra bøyler vinkelrett på lengdearmoring:

$$V_{sd1} = \frac{f_{sd} * A_{sv}}{s} * z * (1 + \cot\alpha) * \sin\alpha$$

Hvor:

- f_{sd} dimensjonerende flytespenning til armeringen
- A_{sv} tverrsnittsarealet til skjærarmoring
- s senteravstand til bøylerne
- z indre momentarm

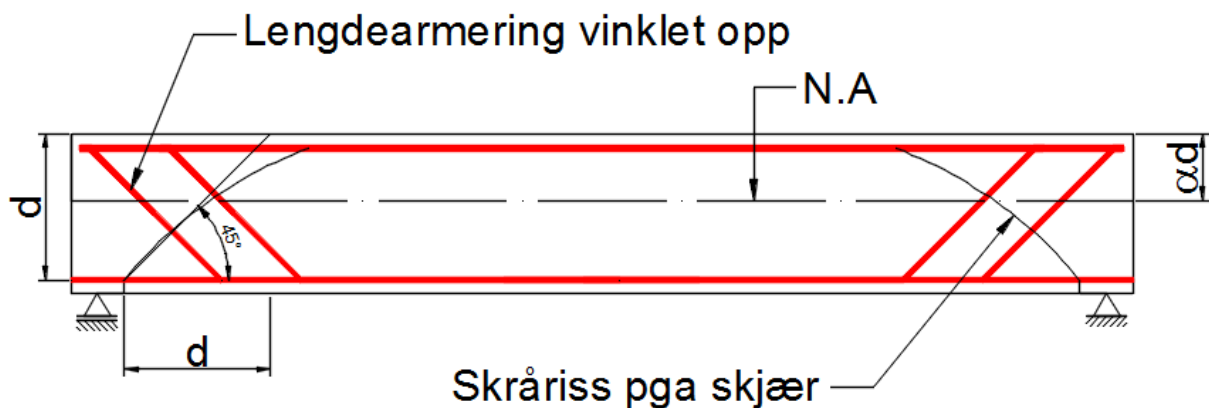
Skjærstrekkkapasitets bidrag fra hovedarmoring som er bøyd opp i 45°:

$$V_{sd2} = \Sigma(f_{sd} * A_{sv} * \sin\alpha)$$

Slik at skjærstrekkkapasiteten blir summen av $V_{cd} + V_{sd1} + V_{sd2}$ i de slakkarmerte feltene. Når det kommer til skjærtrykkkapasiteten kommer dette kun fra betongen.

Skjærtrykkkapasiteten blir som følger:

$$V_{ccd} = 0,3 * f_{cd} * b_w * z(1 + \cot\alpha) \leq 0,45 * f_{cd} * b_w * z$$



Figur 6.5 Skråriss og skjærarmoring

Mellom akse 9-12 er konstruksjonen spennarmert og det blir en økning av skjærstrekkkapasitet siden bjelken er i trykk. Bjelken har kun skjærarmoring i form av bøyler.

Dermed blir det ene bidraget fra skjærstrekkkapasitet:

$$V_{cd} = \left(V_{co} + 0,8M_o * \left| \frac{V_f}{M_f} \right| \right) \leq \left(f_{td} * k_v - 0,25 * \frac{N_f}{A_c} \right) * b_w * z_1$$

Og det andre bidraget fra bøyene som står vertikalt:

$$V_{sd} = \frac{f_{sd} * A_{sv}}{s} * z * (1 + \cot\alpha) * \sin\alpha$$

Dermed blir skjærstrekkapasiteten i det spennarmerte feltet summen av $V_{cd} + V_{sd}$.

Skjærtrykkapasiteten blir som for de slakkarmerte feltene. Under vises beregning av skjærstrekk ($V_{cd} + V_{sd}$) og skjærtrykkapasitet (V_{ccd}) ved akse 10/11.

Skjærkraftkapasitet i bruddgrense akse 10 og 11 i en avstand d fra opplegg (2038mm fra opplegg)

Betonginfo

Betong kvalitet	B350 / B25	
Sikkerhetsfaktor betong	$\gamma_c := 1.4$	NS 3473 Tabell 4
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Strekkfasthet	$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 18.3.6
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.143 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Tøyngingsgrense i bruddgrense	$\epsilon_{cu} := 0.0035$	NS 3473 Tabell A.5

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk1} := 480 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modul $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd1} := \frac{f_{sk1}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk1}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd1}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Armeringsinfo for slakkarmering Ks-40 Ø10

Karakteristisk flytespenning $f_{sk2} := 400 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd2} := \frac{f_{sk2}}{\gamma_s} = 320 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk2}}{E_{sk}} = 2 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd2}}{E_{sk}} = 1.6 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info

Betongarealet	$A_C := 2184172 \text{mm}^2$
Bredde på steg	$b_W := 700 \text{mm}$
Effektiv bredde av flens	$b_{\text{eff}} := 1120 \text{mm}$
Tykkelse på flense	$h_f := 165 \text{mm}$
Effektiv høyde	$d := 2038 \text{mm}$
Høyde for tverrsnitt	$h := 2202 \text{mm}$
Høyde steg	$h_W := h - h_f = 2037 \text{-mm}$
Vinkel på bøyer (lokalt)	$\alpha := \frac{\pi}{2}$
Vinkel på oppbøyd strekkarmering	$\alpha_2 := \frac{\pi}{4}$

6 Bruddgrensetilstand i lengderetning av bruoverbygningen

Armering

Bøylearmering nært opplegg $A_{SV} := 2 \cdot 2 \cdot (5\text{mm})^2 \cdot \pi = 314 \cdot \text{mm}^2$

Skjærarmering nært opplegg: $A_{SV1} := \frac{1000}{120} \cdot 2 \cdot 2 \cdot (5\text{mm})^2 \cdot \pi$

Bøyler 2*10mm
c/c 120mm

$$A_{SV1} = 2618 \cdot \text{mm}^2$$

Skjærarmering midt i felt: $A_{SV2} := \frac{1000}{120} \cdot 2 \cdot (5\text{mm})^2 \cdot \pi$

Bøyler 10mm
c/c 120mm

$$A_{SV2} = 1309 \cdot \text{mm}^2$$

Strekkarmering $A_{SS} := 26 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 8168 \cdot \text{mm}^2$

26 Ø20
tegn 151-25

Strekfasthet $f_{tk} := 2.55 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

NS 3473 18.3.6

Minimums skjærarmering $A_{Svmin} := \frac{(0.2 \cdot A_c \cdot f_{tk} \cdot \sin(\alpha))}{f_{sk2}}$

NS 3473 18.3.6

$$A_{Svmin} = 2566 \cdot \text{mm}^2$$

Kontrol $A_{SV1} > A_{Svmin}$ OK

Senter avstand $S_1 := 120\text{mm}$

6 Bruddgrensetilstand i lengderetning av bruoverbygningen

Tyngdepunkt i uopprisset betongtverrsnitt

$$z_t := \frac{\left[2b_{\text{eff}} \cdot h_f \cdot \left(h - \frac{h_f}{2} \right) + b_w \cdot h \cdot \frac{h}{2} \right]}{(b_w \cdot h + 2b_{\text{eff}} \cdot h_f)} = 1298 \cdot \text{mm}$$

Annet arealmoment for uopprisset betong

$$I_c := \left[\frac{(b_w \cdot h^3)}{12} \right] + b_w \cdot z_t \cdot \left(\frac{z_t}{2} \right)^2 + \left[\frac{(2b_{\text{eff}} \cdot h_f^3)}{12} \right] + b_w \cdot (h - z_t) \cdot \left[\frac{(h - z_t)^2}{2} \right] + 2 \cdot (b_{\text{eff}} \cdot h_f) \cdot \left(h - z_t - \frac{h_f}{2} \right)^2$$

$$I_c = 3.377 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

Største avstand fra T.A

$$z_{\text{maks}} := \max(z_t, h - z_t) = 1298 \cdot \text{mm}$$

Tverrsnittsmodul

$$W_c := \frac{I_c}{z_{\text{maks}}} = 2.602 \times 10^9 \cdot \text{mm}^3$$

Oppspenningskraft

$$P_0 := 7691 \text{ kN}$$

$$P_{0f} := 0.9 \cdot P_0 = 6922 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende aksialkraft

$$N_f := -0.85 \cdot P_{0f} = -5884 \cdot \text{kN}$$

Antar 15 % tap

Momen

$$M_o := \frac{-N_f \cdot W_c}{A_c} = 7009 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

NS 3473 12.3.2.2

Dimensjonerende skjærkraft for tverrsnittet

$$V_f := 2600 \text{ kN}$$

Ut fra NovaFrame

Totale dimensjonerende moment i tverrsnittet for den last som gir V.f

$$M_f := 15985 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ut fra NovaFrame

$$\left| \frac{N_f}{A_c} \right| = 2.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$0.4 \cdot f_{cd} = 5.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

6 Bruddgrensetilstand i lengderetning av bruoverbygningen

Kontroll
$$\left| \frac{N_f}{A_c} \right| \leq 0.4 \cdot f_{cd}$$

Statiske moment om tyngdepunktaksen for den ene delen av betongverrsnittet

Statisk arealmoment
$$S_c := b_w \cdot z_t \cdot \frac{z_t}{2} = 5.897 \times 10^8 \cdot \text{mm}^3$$

$$z_1 := \max\left(0.7 \cdot d, \frac{I_c}{S_c}\right) = 5727 \cdot \text{mm}$$

$$k_A := 100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_v := 1$$

$$V_{co} := \min\left[0.3 \cdot \left[f_{td} + \frac{(k_A \cdot A_{ss})}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d}\right] \cdot b_w \cdot d \cdot k_v, 0.6 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot d \cdot k_v\right] = 664 \cdot \text{kN} \quad \begin{array}{l} \text{NS 3473} \\ 12.3.2.1 \end{array}$$

$$V_{cd} := \min\left[V_{co} + 0.8 \cdot M_o \cdot \left|\frac{V_f}{M_f}\right|, \left(f_{td} \cdot k_v - 0.25 \cdot \frac{N_f}{A_c}\right) \cdot b_w \cdot z_1\right] = 1576 \cdot \text{kN} \quad \begin{array}{l} \text{NS 3473} \\ 12.3.2.2 \end{array}$$

Indre moment arm
$$z := 0.9 \cdot d = 1834 \cdot \text{mm}$$

$$\cot(\alpha) = 0$$

Kapasitetsdel fra skjærarmring
$$V_{sd} := \frac{[f_{sd2} \cdot A_{sv} \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha)]}{S_1} \quad \begin{array}{l} \text{NS 3473} \\ 12.3.2.4 \end{array}$$

$$V_{sd} = 1537 \cdot \text{kN}$$

Skjærstrekkbrudd kapasitet
$$V_1 := V_{cd} + V_{sd} = 3113 \cdot \text{kN}$$

Skjærtrykk kapasitet

$$V_{ccd} := \min[0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z] = 5585 \cdot \text{kN} \quad \begin{array}{l} \text{NS3473} \\ 12.3.2.5 \end{array}$$

Skjærkapasitet
$$V_d := \min(V_1, V_{ccd}) = 3113 \cdot \text{kN}$$

For å kontrollere om bjelken har nok skjærarmring er det blitt brukt det effektive arealet som betongarealet for å finne minimum skjærarmring. Se vedlegg G for beregningene som er blitt gjort for å finne kapasitetene i alle snitt. Tabell 6.4 viser kapasitetene og dimensjonerende skjærkraft i en avstand d fra opplegg. Skjærstrekkkapasiteten er

6 Bruddgrensetilstand i lengderetning av bruoverbygningen

dimensjonerende og er da Skjærkapasiteten i tabell 6.4. Skjærtrykkkapasiteten er nesten doblet i forhold til skjærstrekkkapasiteten.

Tabell 6.4 Dimensjonerende krefter, kapasiteter og utnyttelsesgrad

Snitt	Dimensjonerende skjærkraft V_f [kN]	Skjærkapasitet V_d [kN]	Utnyttelsesgrad
Akse 1-4 & 17-21	792	1175	0,67
Akse 5-8 & 14-16	1035	1484	0,70
Akse 9.1	1047	1484	0,71
Akse 9.2	-742	1491	0,50
Akse 10	-2583	3113	0,83
Akse 11	2585	3113	0,83
Akse 12.1	546	1479	0,37
Akse 12.2	-892	1484	0,60
Akse 13.1	-1222	1484	0,82

6.4 Torsjon

Torsjonsmoment vil gi en sammensatt respons, hvor det ene bidraget blir kalt Saint-Venant torsjon som gir vridning om y-aksen som er i lengderetning av brua og det andre bidraget som heter hvelvingstorsjon, hvelvingstorsjon vil i tillegg gi forskyvning i y-retning.

Fordelingen mellom Saint-Venant torsjon og hvelvingstorsjon vil variere ut fra tverrsnittsgeometri og opplager betingelser. Hvis bredden er lik eller større enn høyden vil ikke profilet hvelve.

Hulprofiler gir meget god kapasitet da skjærstrømmen kan gå rundt hele profilet mens U-profiler er ugunstige med tanke på torsjon. Spenninger og deformasjoner o.a kan bestemmes som en sum av Saint-Venant torsjon og hvelvingstorsjon.

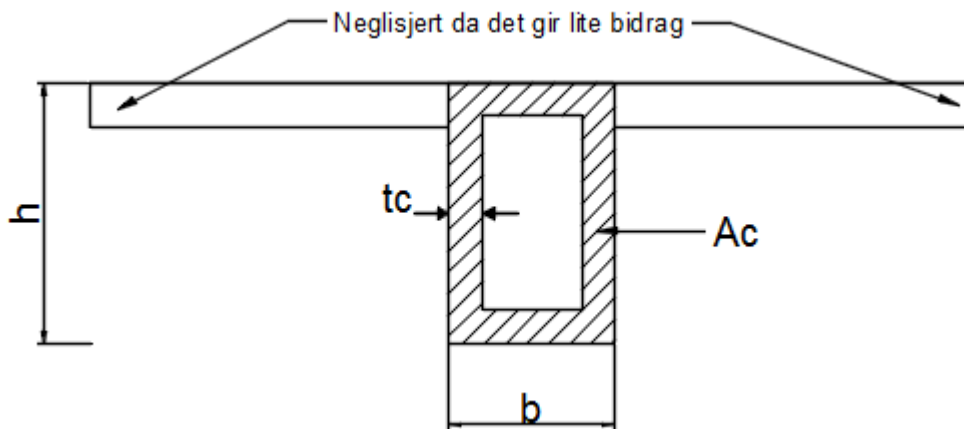
I følge NS 3473 [1] punkt 12.4 står det at kapasiteten skal påvises for både trykk og strekkbrud. Hvis lastoverføringen i ordinær bruddgrensetilstand ikke er avhengig av torsjonskapasiteten, kan dimensjoneringen i alminnelighet foretas uten hensyn til torsjonsmomenter.

Nerlandsøybrua har et T-tverrsnitt og får derfor torsjonsmomenter ved eksentrisk lastplassering, dermed må torsjonskapasiteten regnes etter punkt 12.4 i NS 3473. Bjelken er fast innspent i hver søyletopp, bjelken kan ikke hvelve her og dermed er det Saint-Venant torsjon som blir opptredende i feltet. Det må tas hensyn til torsjonsmomenter i bruddgrensetilstanden siden bruddgrensetilstanden er avhengig av torsjonskapasiteten i hovedspennet. Dette grunnet i stort torsjonsmoment på grunn av stor eksentrisiteten i hovedspennet, eksentrisiteten kan her være høyst 1,70 m. Eksentrisiteten er bare 0,45 m i de andre feltene og gir lite torsjonsmoment.

Spenninger i bruddgrensetilstanden blir beregnet som for et hultverrsnitt hvor veggene er jevntykke og ytre begrensnings som det faktiske tverrsnittet. Tykkelsen av veggene t_c på det virksomme tverrsnittet skal høyst settes til 0,2 ganger diameteren som kan innskrides i tverrsnittet, men betongen utenfor ytterste bøyel skal ikke medregnes hvis avstanden fra senterlinjen av bøylen til betongoverflaten er større enn halvparten av den antatte veggtykkelsen t_c . Ved torsjonsmoment vil det dannes en skjærstrøm rundt tverrsnittet, i tillegg må det adderes for skjær som er i samme snitt da det kan oppstå torsjon i begge retninger.

Ved sammensatt tverrsnitt som et T-tverrsnitt kan torsjonskapasiteten adderes sammen for hvert deltverrsnitt som flens og steg. Siden flensen er veldig tynn blir veggene nesten lik null og det er valgt å se bort fra at flensen tar torsjon. Tverrsnittet som tar torsjon blir som vist i figur 6.6, t_c blir 0,14 m. Ved torsjonsberegninger blir ikke strekkapasiteten til betongen tatt

med. For detaljerte utregninger for snitt A-A se 6.4.1, se vedlegg G for snitt B-B og kapasitetskontroller utført etter Eurokode 2[2].



Figur 6.6: Virksomt tverrsnitt for torsjonsmoment.

6.4.1 Snitt A-A

Siden skjærkraften blir kontrollert i en avstand d fra opplegget og torsjon som oppstår i bjelken ved maks eksentrisitet vil gi størst torsjon inn mot søylene. Derfor kontrolleres det i en avstand d fra opplegg i akse 10 altså 2,0 m. Dimensjonerende skjærkraft og torsjon fra NovaFrame i dette snittet:

$$V_f = 2089 \text{ kN}$$

$$T_f = 930 \text{ kNm}$$

På neste side vises beregningene for snitt A-A, for B-B snitt henvises det til vedlegg G.

6 Bruddgrensetilstand i lengderetning av bruoverbygningen

Torsjonskapasitet i bruddgrense i en avstand d fra akse 10 eller 11, Snitt A-A i oppgaven

Betonginfo

Betong kvalitet	B350 / B25	
Sikkerhetsfaktor betong	$\gamma_c := 1.4$	NS 3473 Tabell 4
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Strekfasthet	$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.55 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.107 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Tøyningsgrense i bruddgrense	$\epsilon_{cu} := 0.0035$	NS 3473 Tabell A.5

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20 (lengdearmering)

Karakteristisk flytespenning	$f_{sk1} := 480 \frac{N}{mm^2}$	
Sikkerhetsfaktor	$\gamma_s := 1.25$	
E – modul	$E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$	
Dimensjonerende flytespenning	$f_{sd1} := \frac{f_{sk1}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Armeringstøyning	$\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk1}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$	
Flytetøyning for armeringsstål	$\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd1}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$	

Armerings info for slakkarmering Ks-40 Ø10 (bøyer)

Karakteristisk flytespenning $f_{sk2} := 400 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modul $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd2} := \frac{f_{sk2}}{\gamma_s} = 320 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøying $\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk2}}{E_{sk}} = 2 \times 10^{-3}$

Flytetøying for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd2}}{E_{sk}} = 1.6 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info

Total høyde $h := 2202 \text{mm}$

Bredde på steg $b := 700 \text{mm}$

Areal av bjelke $A_{ct} := b \cdot h = 1541400 \cdot \text{mm}^2$

Omkrets av bjelke $U_c := 2 \cdot (b + h) = 5804 \cdot \text{mm}$

Effektiv høyde $d := 2038 \text{mm}$

Betongoverdekning bjelke $C_1 := 30 \text{mm}$

Effektiv veggtykkelse for steg $t_c := \min\left(0.2 \cdot b, 1.2 \cdot \frac{A_{ct}}{U_c}\right) = 140 \cdot \text{mm}$ NS 3473 12.4.2 & A.12.4.1

Areal innenfor midtlinjen til veggene $A_0 := A_{ct} - 0.5 \cdot t_c \cdot U_c$ NS 3473 A.12.4.4

$$A_0 = 1135120 \cdot \text{mm}^2$$

6 Bruddgrensetilstand i lengderetning av bruoverbygningen

Kapasitet ved trykkbrudd ved antatt hovedtrykk retning θ mellom 30-60 grader

Kapasitet ved trykkbrudd for torsjonsmoment $T_{ccd} := 0.6 \cdot f_{cd} \cdot A_0 \cdot t_c = 1383 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Riss torsjonsmomentet $T_{cr} := 2 \cdot f_{td} \cdot (A_{ct} - 0.5 \cdot t_c \cdot U_c) \cdot t_c$ NS 3473 A.12.4.4

$$T_{cr} = 352 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Hvis torsjonsmomentet er nødvendig for likevekt og er større enn $0.3 \cdot T_{cr}$ skal det armeres for torsjon

Kritisk grense $T_{kr} := 0.3 \cdot T_{cr} = 106 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ NS 3473 A.12.4.4

Dimensjonerende Torsjon $T_f := 930 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $T_f > 0.3 \cdot T_{cr}$ må armeres for torsjon

Dimensjonerende skjærkraft $V_f := 2089 \text{ kN}$

Indre momentarm $z := 0.9 \cdot d = 1.834 \times 10^3 \cdot \text{mm}$

Kapasitet for skjærtrykk

$$V_{ccd} := \min(0.3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z, 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z) = 5585 \cdot \text{kN}$$
 NS3473
12.3.2.5

Torsjonsarmering

Bøylearmering pr løpemeter $A_{st} := \frac{1000}{120\text{m}} 2(5\text{mm})^2 \cdot \pi = 1309 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{mm}^2$

Lengdearmering $A_s := 43(10\text{mm})^2 \cdot \pi$ 43 stk Ø20
 $A_s = 13509 \cdot \text{mm}^2$ totalt inni
bøylene, se
tegning
151-25

Krav til torsjonsarmering i hver sideflate, skal være lukkede bøyer!

Minimumsverdi på strekkapasitet $f_{tk1} := 2.55 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Areal innenfor veggene $A_{inne} := (b - 2t_c) \cdot (h - 2t_c) = 0.807 \text{ m}^2$

Betongarealet i hulltverrsnittet $A_c := A_{ct} - A_{inne} = 0.734 \text{ m}^2$

6 Bruddgrensetilstand i lengderetning av bruoverbygningen

Minimumsarmering $A_{stmin} := \frac{1}{m} \cdot 0.25 \cdot A_c \cdot \frac{f_{tk1}}{f_{sk2}} = 1170 \frac{1}{m} \cdot \text{mm}^2$

Kontroll $A_{st} > A_{stmin}$ Nok bøylearmering

Kontroll av lengdearmering som del av torsjonsarmeringen.

Bøylens omkrets langs senterlinjen $U_0 := 2 \cdot (b - 35\text{mm}) + 2 \cdot (h - 35\text{mm}) = 5.664\text{m}$

Minimum samlet areal av lengdearmering for å ta torsjon alene $A_{sl} := \frac{(T_f \cdot U_0)}{2A_0 \cdot f_{sd1}} = 6042 \cdot \text{mm}^2$ NS3473 A12.4.5

Kontroll $A_s > A_{sl}$ OK

Senteravstand på bøyer $s_1 := 60\text{mm}$ Buntet sammen parvis c/c 120mm

Dimensjonerende fasthet til bøyle $f_{st} := f_{sd2} = 320 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Vinkel $\theta := \frac{\pi}{4}$ Mest ugunstige vinkel her.

Minimumareal til bøyle $A_{st1} := \left(\frac{T_f \cdot s_1}{2 \cdot A_0 \cdot f_{st}} \right) \cdot \tan(\theta) = 77 \cdot \text{mm}^2$ NS3473 A12.4.5

Areal pr bøyle er $78,5\text{mm}^2$, større enn A_{st1} krever, OK

Trykkbruddkontroll ved interaksjon mellom skjærkraft og torsjonsmoment NS3473 A12.4.4

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} = 1.047$$

Trykkbruddkapasiteten er ikke tilstrekkelig!

Bøylearmeringens kapasitet $T_{dt} := 2 \cdot A_0 \cdot A_{st} \cdot f_{sd2} = 951 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ 6.2.23[17]

Skjærstrekkkapasitet $V_d := 3113\text{kN}$ Hentet fra skjærkraft regneark

Strekkbruddkontroll ved interaksjon mellom skjær og torsjon NS3473 12.4.5

$$\frac{T_f}{T_{dt}} + \frac{V_f}{V_d} = 1.649$$

Strekkbruddkapasiteten er ikke tilstrekkelig!

6 Bruddgrensetilstand i lengderetning av bruoverbygningen

Trykkbruddkapasiteten er ikke god nok i snitt A-A, dette kommer av streng lastplassering ved at vogntoget er plassert med en eksentrisitet med 1,70 m og hvor personbiler foran og bak ligger sentrisk i forhold til vogntogets plassering i kjørebanelen. For at denne situasjonen skal oppstå må den ene kjørebanelen være stengt av uten last.

Strekkbruddkapasiteten er ikke god nok ved kombinasjon av torsjonsmoment og skjærkraft, denne er mer overskredet enn trykkbruddkapasiteten. Det er i hovedsak bøylene som tar kreftene ved strekkbrudd, det vil også hjelpe å øke tverrsnittet til bjelken.

6.4.2 Snitt B-B

Snitt B-B er tatt 11 m fra opplagg i akse 10 (vist i figur 5.36) og laster er plassert som vist i figur 5.32. Fremgangsmåten er lik som for snitt A-A og dimensjonerende krefter er:

$$V_f = 1177 \text{ kN}$$

$$T_f = 871 \text{ kNm}$$

Dermed kan en kontrollere om trykkapasiteten er god nok, skjærtrykkkapasitet V_{ccd} og trykkbruddkapasiteten T_{ccd} er hentet fra vedlegg G for beregninger. Trykkbrudds kontroll:

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} = \frac{871}{829} + \frac{1177}{2028} = 1,63 > 1$$

Det kontrolleres for strekkbrudd også, strekkbrudds kontroll:

$$\frac{T_f}{T_{dt}} + \frac{V_f}{V_d} = \frac{871}{570} + \frac{1177}{929} = 2,80 > 1$$

I dette snittet vil ikke kapasiteten være tilstrekkelig, dette kommer av flere årsaker som streng lastplassering og lite tverrsnitt. Når det gjelder streng lastplassering er den det samme som for snitt A-A. Det er utelukkende trykkbruddkapasiteten T_{ccd} som er for lav og gjør at kapasiteten blir utnyttet med over 63 %. Torsjonskapasiteten T_{dt} og V_d er for lav ved strekkbrudd og det er bøylene som i hovedsak tar dette strekket.

6.4.3 Sammenligning mot EC2

I EC2 får en regne med større torsjonstverrsnitt. A/U gir 38% av bjelkens bredde som veggtykkelse i torsjonstverrsnittet. Dette gir en mye høyere torsjonskapasitet. Men i EC2 har en ved beregning av skjærkapasitet ikke lov til å ta med bidraget fra både skjærarmering og lengdearmering og betong, en får derfor mindre total kapasitet ved kombinasjon av skjær og torsjon for strekkbrudd. Utnyttelsesgraden for strekkbrudd er hele 2,68 i snitt A-A og 6,14 i snitt B-B ved strekkbrudd etter EC2. Se vedlegg G for beregninger. I denne oppgaven brukes resultater fra NS3473 videre. Det virker mer fornuftig å ta med alle bidrag.

7 Bruddgrensetilstand i tverretting av bruoverbygningen

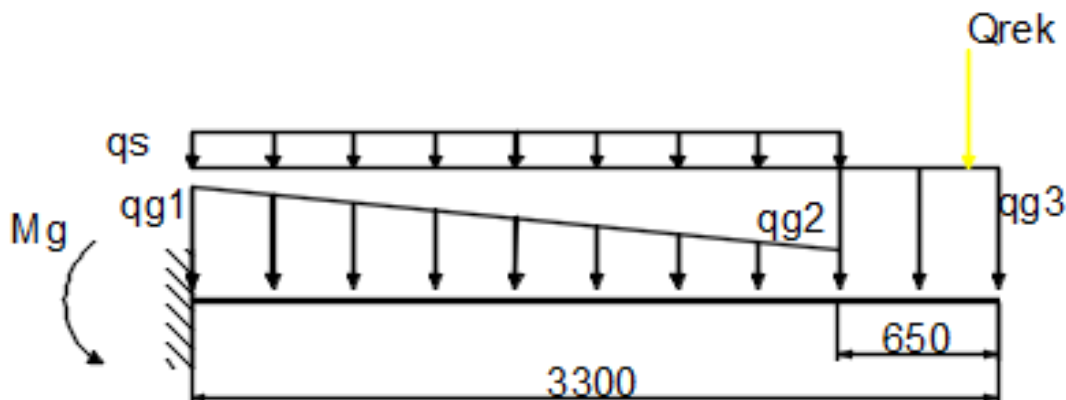
Tverrsnittet har utstikkende flenser, disse blir beregnet som utkragede plate med en bredde på 1 meter. Den utkragede platen er fastinnspennt i bjelken som går i lengderetningen se figur 7.1. Det blir kontrollert for moment inne ved innspenning og for skjær i en avstand d fra innspenning.

7.1 Dimensjonerende moment

Det største momentet vil opptre ved ytterkant av bjelken som går i lengderetning. Momentene som oppstår er fra egenlast av platen og nyttelaster som i dette tilfellet er trafikklast.

7.1.1 Moment fra egenlaster

Lasttilfelle for egenvekt av konstruksjonen, hvor q_s er linjelasten fra slitelaget, $qg1$ - $qg2$ er linjelasten fra egenvekt av dekket og denne varierer med tykkelsen av tverrsnittet, $qg3$ er linjelast fra egenvekt av kantdrageren og Q_{rek} er lasten fra rekkverket se fig 7.1. Romvekten for armert betong og asfalt er satt lik 25 kN/m^3 .



Figur 7.1: påførte egenlaster i midtspenn (profil 194)

Slitelaget var prosjektert med 6 cm oppå overbygningen, dette bidrar kun til økt egenvekt på konstruksjonen, i dag er det lagt på ytterlige 6 cm med asfalt slik at totalt er det 12 cm med slitelag. Utregning av moment fra egenlast ved 6 cm slitelag vises under:

Momenter pga egenvekt ved profil 194 (Midt i hovedspennet, slitelag 60 mm)

Tversnitt info

Tykkelse på dekke ved kantdrager $h_n := 140\text{mm}$

Tykkelse på dekke ved bjelke $h_o := 240\text{mm}$

Gjennomsnitts tykkelse på dekke $h := \frac{(h_n + h_o)}{2} = 190\text{mm}$

Stripebredde $b := 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$

Betongoverdekning dekke $C_1 := 20\text{mm}$

Se tegning 151-14

Romvekt for betong og asfalt $\gamma_C := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Egenvekt betongdekke $q_{g1} := 6.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Tykkelse = 240mm

Egenvekt betongdekke $q_{g2} := 3.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Tykkelse = 140mm

Egenvekt kantdrager $q_{g3} := 8.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Tykkelse = 350mm

Egenvekt slitelag $q_s := 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Tykkelse = 60mm

Egenvekt rekkverk $Q_{rek} := 0.5\text{kN}$

Total lengde på utkrager $L_1 := 3300\text{mm}$

Lengde på dekke $L_2 := 2650\text{mm}$

Avstand til rekkverk $L_3 := 3175\text{mm}$

Sikkerhetsfaktor for egenlast $\gamma_g := 1.15$

Håndbok 238

Momentlikevekt om opplegg.

$$M_1 := \gamma \cdot g \cdot q_{g2} \cdot \frac{L_2^2}{2} = 14.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := \gamma \cdot g \cdot \left(\frac{q_{g1} - q_{g2}}{2} \right) \cdot \frac{L_2^2}{3} = 3.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_3 := \gamma \cdot g \cdot q_{g3} \cdot (L_1 - L_2) \cdot 2.975 \text{m} = 19.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_4 := \gamma \cdot g \cdot q_s \cdot \frac{L_2^2}{2} = 6.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_5 := \gamma \cdot g \cdot Q_{\text{rek}} \cdot L_3 = 1.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Moment på grunn av egenvekt

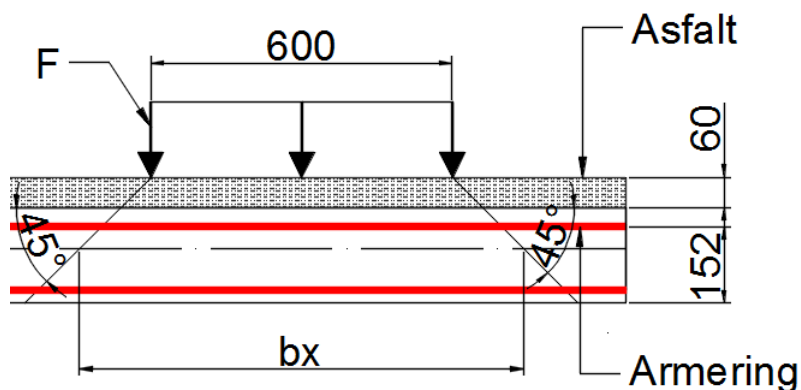
$$M_g := M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 = 44.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tabell 7.1 Moment fra egenvekt

	Moment uten sikkerhetsfaktor [kNm]	Sikkerhetsfaktor γ	Moment fra egenvekt med sikkerhetsfaktor [kNm]
Mg (6cm slitelag)	40,0	1,15	44,8
Mg (12cm slitelag)	44,3	1,15	50,9

7.1.2 Moment fra trafikklast

Håndbok 238 angir at hjulets anleggsflate er definert som et rektangel med en størrelse på 600 mm i tverretningen og 200 mm i kjøreretningen. Videre antas at lasten fordeles ut med en vinkel på 45° grader ned til platens senterlinje se figur 7.2. Slitelaget er prosjektert med en tykkelse på 60 mm og effektive tykkelsen på platen er 152 mm som gir en anleggsflate på:



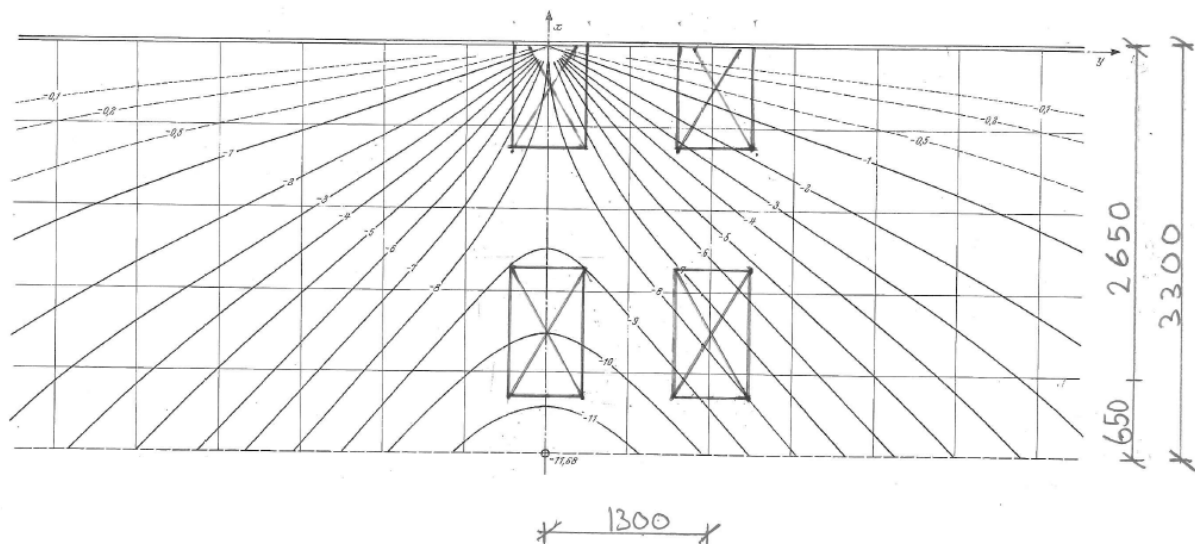
Figur 7.2 Lastutspredning i dekke

7 Bruddgrensetilstand i tverretting av bruoverbygningen

$$b_x = 600 \text{ mm} + 2 * 60 \text{ mm} + 2 * \frac{152 \text{ mm}}{2} = 872 \text{ mm}$$

$$b_y = 200 \text{ mm} + 2 * 60 \text{ mm} + 2 * \frac{152 \text{ mm}}{2} = 472 \text{ mm}$$

For å kunne fastslå momentet som oppstår på grunn av trafikklaster har vi benyttet et influensdiagram, da momentet fordeler seg i platen mot opplegg[19] fra Adolf Pucher. Dette diagrammet er basert på en platestripe hvor den ene siden er innspent og utkraget med en bredde b og en lengde l . I diagrammet angis det hvor lasten kan plasseres med sin utbredelse og videre leses av en faktor μ hvor tyngdepunktet av rektangelet er. Cirka 10,7% av lasten fra hjulene nærmest bjelken går rett i bjelken (grunnet lastutbredelsen) og blir ikke tatt med. Plassering av lastflater er vist i figur 7.3 for boggilast og 7.4 for trippelboggilast.



Figur 7.3: Ugunstigste plassering av boggilast[19]

Høyeste moment for boggilast blir ved å plassere drivakslingen sentrisk over x-aksen i diagrammet da denne akslingen har størst last. Når det gjelder utbredelse av last i platen i forhold til tykkelse på slitelag, blir denne større, men tyngdepunktet til rektanglene vil ikke beveges i figur 7.3 og 7.4. Tabell 7.2 viser lastfaktorene for alle hjulene i boggilasten.

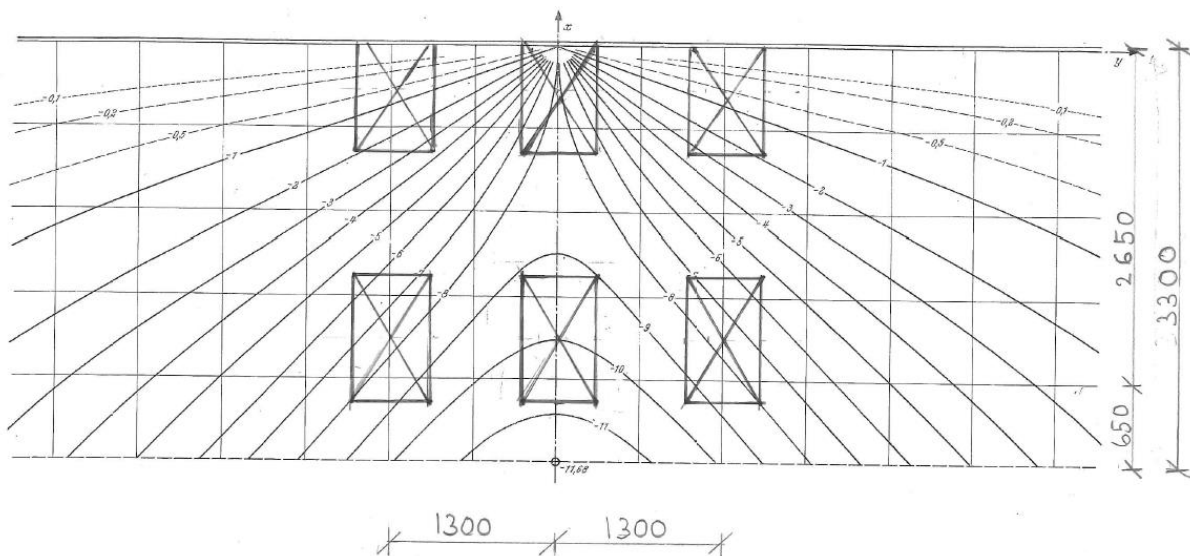
Tabell 7.2 Laster og faktorer fra boggilast, Mt1

Aksling		Lastfaktor μ	Last uten faktor [kN]
Primæraksling lengst ut	μ_1	10	80,00
Primæraksling lengst inn	μ_2	8,5	70,00
Sekundæraksling lengst ut	μ_3	7,5	32,50
Sekundæraksling lengst inn	μ_4	0,5	28,44

$$Mt1 = \frac{(80,00kN * 10 + 70,00kN * 8,5 + 32,50kN * 7,5 + 29,02kN * 0,5)}{8 * \pi}$$

$$= 65,78 kNm/m$$

Trippelboggi gir større moment enn boggi da den totale lasten er større og avstanden ikke er større 1,3 m mellom hjulene. Tilfelle Mt1 er moment fra boggilast og Mt2 er moment fra trippelboggi.



Figur 7.4: Ugunstigste plassering av trippelboggilast [19]

Høyeste moment for trippelboggilast får en også ved å plassere hoved akslingen sentrisk over x-aksen. Akslingen foran og bak hoved akslingen bærer like mye vekt og diagrammet er symmetrisk om x-aksen slik at de forskjellige hjul bidragene blir som vist i tabell 7.3.

7 Bruddgrensetilstand i tverretting av bruoverbygningen

Tabell 7.3 Laster og faktorer for trippelboggi

Aksling		Lastfaktor, μ	Last uten faktor [kN]
Primæraksling lengst ut	μ_1	10	70,00
Primæraksling lengst inn	μ_2	8,5	61,25
Sekundæraksling lengst ut	μ_3	7,7	35,00
Sekundæraksling lengst inn	μ_4	0,5	30,63
Sekundæraksling lengst ut	μ_5	7,7	35,00
Sekundæraksling lengst inn	μ_6	0,5	30,63

$$M_{t2} = \frac{(70,00kN * 10 + 62,51kN * 8,5 + 2 * (35kN * 7,7 + 31,26N * 0,5))}{8 * \pi}$$

$$= 71,68 \text{ kNm/m}$$

Ved å øke slitelaget vil anleggsflaten øke, men tyngdepunktet til rektangelet vil allikevel være på samme plass og eneste variabel er hvor mye last fra hjulene nærmest bjelken som går rett i bjelken og det er kun snakk om noen prosent i differanse for moment. M_{t2} gir størst moment og blir dimensjonerende.

7.1.3 Totalt dimensjonerende moment i tverretting

Tabell 7.4 viser momenter opptrer på tvers av brubanen og tilhørende lastfaktorer.

Tabell 7.4 Dimensjonerende moment M_f

Last tilfelle	Mf egenvekt [kNm/m]		Nyttelast [kNm]		Mf [kNm]
	Faktor γ	Kraft	Faktor γ	Kraft	
6cm asfalt	1,15	39,0	1,4	71,7	145,2
12cm asfalt	1,15	44,3	1,4	71,7	151,3

7.2 Momentkapasitet.

Hovedspennet er den plassen hvor det oppstår størst eksentrisitet da kjøretøy kan møtes. Verste tilfellet er hvis et full lastet vogntog må kjøre ut på møteplassen og vente til motgående trafikk kjører forbi. Derfor må vi kontrollere snittet i profil 194 som er midt i hovedspennet. Bruplata har en tykkelse på 0,14 m ved kantdrager og 0,24 m ved kant av bjelken (se figur 7.5), slik at momentarmen øker mot midten av tverrsnittet, dette er en gunstig utforming med tanke på utnyttelse av momentkapasiteten. Momentkapasiteten er beregnet til 155 kNm/m se under for beregning, ligger også i vedlegg G.

Momentkapasitet i bruddgrense ved profil 194 (Midt i hovedspennet)

Betonginfo

Betong kvalitet	B350 / B25	
Sikkerhetsfaktor betong	$\gamma_c := 1.4$	NS 3473 Tabell 4
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Strekfasthet	$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.55 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.107 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Tøyingingsgrense i bruddgrense	$\epsilon_{cu} := 0.0035$	NS 3473 Tabell A.5

7 Bruddgrensetilstand i tverretting av bruoverbygningen

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø12

Karakteristisk flytespenning $f_{sk1} := 500 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modul $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd1} := \frac{f_{sk1}}{\gamma_s} = 400 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk1}}{E_{sk}} = 2.5 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd1}}{E_{sk}} = 2 \times 10^{-3}$

Tversnitt info

Tykkelse på dekke ved kantdrager $h_n := 140\text{mm}$

Tykkelse på dekke ved bjelke $h_o := 240\text{mm}$

Gjennomsnitts tykkelse på dekke $h := \frac{(h_n + h_o)}{2} = 190 \cdot \text{mm}$

Bredde på steg $b_w := 700\text{mm}$

Stripebredde $b := 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$

Betongoverdekning dekke $C_1 := 20\text{mm}$ Se tegning 151-14

Tyngdepunkt til strekkarmering fra OK $z_s := \frac{(26 + 50)\text{mm}}{2} = 38 \cdot \text{mm}$

Effektiv høyde $d := h - z_s = 152 \cdot \text{mm}$

Tyngdepunkt til trykkarmering $d_1 := 26\text{mm}$

Armering

Strekkarmering på tvers av brudekke pr meter

$$A_{SS} := 2 \cdot \frac{1000\text{mm}}{90\text{mm}} (6\text{mm})^2 \cdot \pi$$

22,22 stk/m Ø12

$$A_{SS} = 2513 \cdot \text{mm}^2$$

Trykkarmering på tvers av brudekke pr meter

$$A_{St} := \frac{1000\text{mm}}{200\text{mm}} (6\text{mm})^2 \cdot \pi$$

5 stk/m Ø12

$$A_{St} = 565 \cdot \text{mm}^2$$

Minimumsarmering

Referansehøyde

$$h_1 := 1000\text{mm}$$

$$k_W := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1.31 \quad \text{NS 3473 18.1.3}$$

Min. arm. på strekkside flens $A_{SS1} := 0.25 \cdot k_W \cdot b_W \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk1}} = 204.7 \cdot \text{mm}^2$ NS 3473 18.3.2

Min. arm. på trykkside steg $A_{St1} := \frac{A_{SS1}}{2} = 102.4 \cdot \text{mm}^2$ NS 3473 18.3.3

Konklusjon strekkarmering $A_{SS} > A_{SS1}$ Strekkarmering ok

Konklusjon trykkarmering $A_{St} > A_{St1}$ Trykkarmering ok

Balansert armerings tverrsnitt $\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} = 0.686$ 4.20 Sørensen

Balansert armerings mengden $A_{sb} := 0.8 \cdot b \cdot d \cdot \alpha_b \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd1}} = 3025 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{mm}^2$ 4.21 Sørensen

$A_{SS} < A_{sb}$ Tverrsnittet er underarmert

7 Bruddgrensetilstand i tverretting av bruoverbygningen

Trykksone faktor α regnes ut i forhold til aksial likevekt

Snittets betongtrykk resultant $T_c := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d$

Trykkarmerings resultant $T_s := A_{st} \cdot \varepsilon_s \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_c}$

$$\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d - d_1)}{\alpha \cdot d}$$

$$T_s := \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_c} \right) \cdot A_{st} \cdot \left[\varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d - d_1)}{\alpha d} \right]$$

Strekkarmeringens resultant $S_1 := A_{ss} \cdot f_{sd1}$

Summen av indre krefter = 0 $T_c + T_s = S_1$

Ferdig ryddet uttrykk:

$$f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8 \cdot \alpha^2 \cdot d^2 + \alpha \cdot d \left(-A_{ss} \cdot f_{sd1} \cdot \varepsilon_{cu} + A_{st} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) - \varepsilon_{cu} \cdot d_1 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) \cdot A_{st} = 0$$

$$x := f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8 \cdot d^2 = 187.6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$y := d \cdot \left(-A_{ss} \cdot f_{sd1} + \varepsilon_{cu} \cdot A_{st} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) = -104.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$z := -\varepsilon_{cu} \cdot d_1 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) \cdot A_{st} = -8.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha := \frac{(-y) + \sqrt{y^2 - 4 \cdot x \cdot z}}{2 \cdot x} = 0.6278$$

7 Bruddgrensetilstand i tverretting av bruoverbygningen

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d - d_1)}{\alpha \cdot d} = 2.546 \times 10^{-3}$ Vil flyte

Trykksonehøyde $\alpha \cdot d = 95 \cdot \text{mm}$

Betongtrykk resultat $T_c := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d = 1107 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$

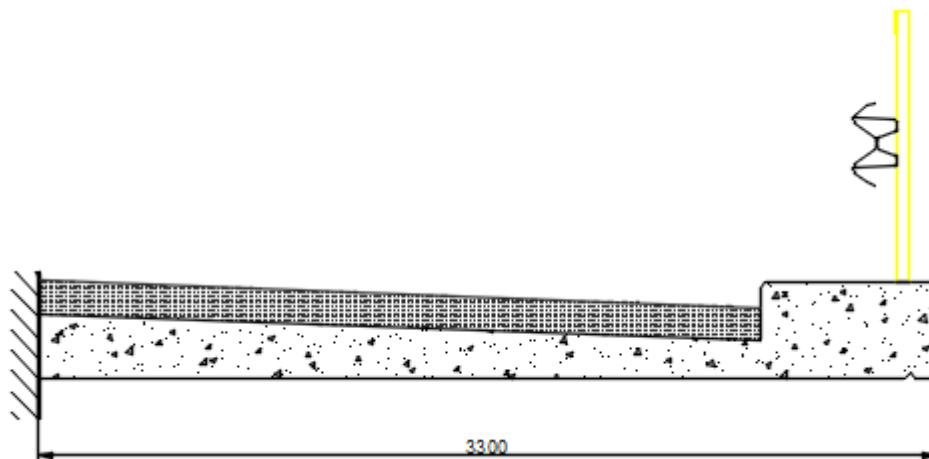
Trykkarmerings resultat $T_s := A_{st} \cdot f_{sd1} \cdot \frac{1}{\text{m}} = 226 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$

Strekkarmerings resultat $S_1 = 1005 \cdot \text{kN}$

Arm for betongtrykk resultat $z_c := d - \frac{0.8 \alpha \cdot d}{2} = 113.83 \cdot \text{mm}$

Arm for trykkarmerings resultat $z_{st} := d - d_1 = 126 \cdot \text{mm}$

Moment tatt om strekkarmering $M_d := T_c \cdot z_c + T_s \cdot z_{st} = 155 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$



Figur 7.5: Snitt for utkraget dekke ved profil 194

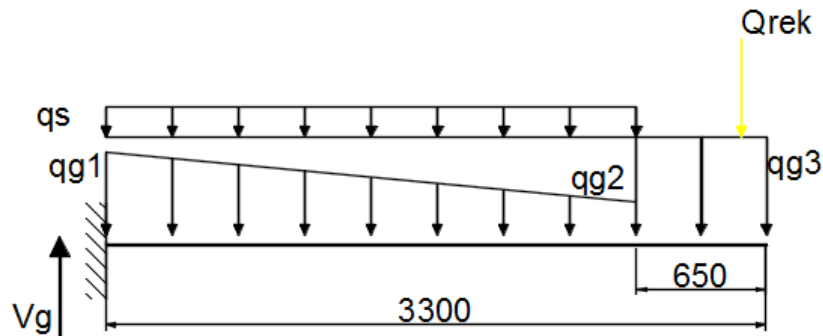
Tabell 7.5 Opptredende momenter, kapasitet og utnyttelsesgrad i tverretting

Last tilfelle	Mf	Md [kNm]	Utnyttelse
6cm asfalt	145,2	155	0,94
12cm asfalt	151,3	155	0,98

Det dimensjonerende momentet er mindre enn kapasiteten er på tvers, selv med slitelag på 12 cm. Kapasiteten for moment på tvers er tilstrekkelig.

7.3 Dimensjonerende skjærkraft

Skjærkraft V_g fra egenvekt blir 26,2 kN/m ved kant av bjelken, men siden lasten er jevnt fordelt (som vist i figur 7.6) kontrollerer en i et snitt d fra bjelken hvor $d = 152$ mm i platen. Dermed blir den reduserte skjærkraften fra egenvekt på 25,1 kN/m, forutsatt slitelag på 60 mm. Se utregninger under:



Figur 7.6: Laster fra egenvekt som bidrar til skjær.

Skjærkraft i bruddgrense profil 194 i en avstand d fra opplegg (slitelag 60 mm)

Tverrsnitt info

Bredde på steg $b_w := 700 \text{ mm}$

Tykkelse på dekke ved kantdrager $h_n := 140 \text{ mm}$

Tykkelse på dekke ved bjelke $h_o := 240 \text{ mm}$

Gjennomsnitts tykkelse på dekke $h := \frac{(h_n + h_o)}{2} = 190 \text{ mm}$

Stripebredde $b_1 := 1000 \text{ mm}$

Betongoverdekning dekke $C_1 := 20 \text{ mm}$

Tyngdepunkt til strekkarmering fra OK $z_s := \frac{(26 + 50) \text{ mm}}{2} = 38 \text{ mm}$

Effektiv høyde $d := h - z_s = 152 \text{ mm}$

7 Bruddgrensetilstand i tverretting av bruoverbygningen

Egenvekt betongdekke $q_{g1} := 6.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Egenvekt betongdekke $q_{g2} := 3.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Egenvekt kantdrager $q_{g3} := 8.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Egenvekt slitelag $q_s := 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Egenvekt rekkverk $Q_{rek} := 0.5 \text{kN}$

Total lengde på utkrager $L_1 := 3300 \text{m}$

Lengde på dekke $L_2 := 2650 \text{m}$

Avstand til rekkverk $L_3 := 3175 \text{m}$

Sikkerhetsfaktor for egenlast $\gamma_g := 1.15$

Håndbok 238

Skjærkraft fra egenvekter

$$V_1 := q_{g2} \cdot L_2 \cdot \gamma_g \cdot \frac{1}{m} = 10.7 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

$$V_2 := \left(\frac{q_{g1} - q_{g2}}{2} \right) \cdot L_2 \cdot \gamma_g \cdot \frac{1}{m} = 3.8 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

$$V_3 := q_{g3} \cdot (L_1 - L_2) \cdot \gamma_g \cdot \frac{1}{m} = 6.5 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

$$V_4 := q_s \cdot L_2 \cdot \gamma_g \cdot \frac{1}{m} = 4.6 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

$$V_5 := Q_{rek} \cdot \gamma_g \cdot \frac{1}{m} = 0.6 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

$$V_g := V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 = 26.2 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

$$\Delta V := d \cdot \left[q_{g2} + \left(\frac{q_{g1} - q_{g2}}{2} \right) + q_s \right] \cdot \gamma_g \cdot \frac{1}{m} = 1.1 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

Redusert skjærkraft pga egenlast

$$V_{red} := V_g - \Delta V = 25.1 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

7 Bruddgrensetilstand i tverretting av bruoverbygningen

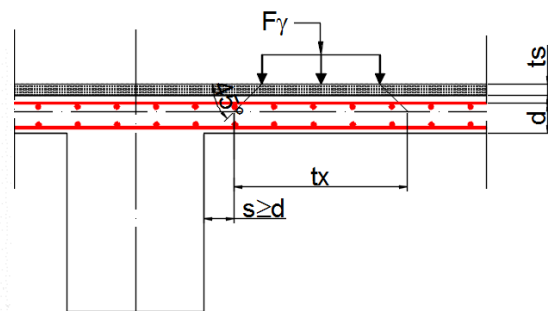
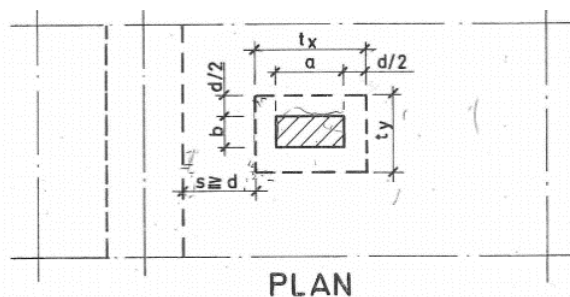
Dimensjonerende skjærkraft fra nyttelast er hjullast i henhold til håndbok 238 på 80 kN uten sikkerhetsfaktor, sikkerhetsfaktor på nyttelast er 1,4 og dermed blir $F_\gamma=112$ kN.

For å kunne regne ut hvor stor skjærkraft dette utgjør har det blitt brukt Norsk Betongforening's Publikasjon nr 6 [20].

Skjærkraften pr løpemeter i et dekke belastet nært opplegg blir bestemt ut fra formel

$$V\gamma_{maks} = K_v * F_\gamma / t_y$$

K_v blir bestemt ved å beregne t_x/t_y , s settes lik d og s/t_y .



Figur 7.7 Lastplassering i plan for skjær

Figur 7.8 Plassering og utbredelse i snitt for skjær

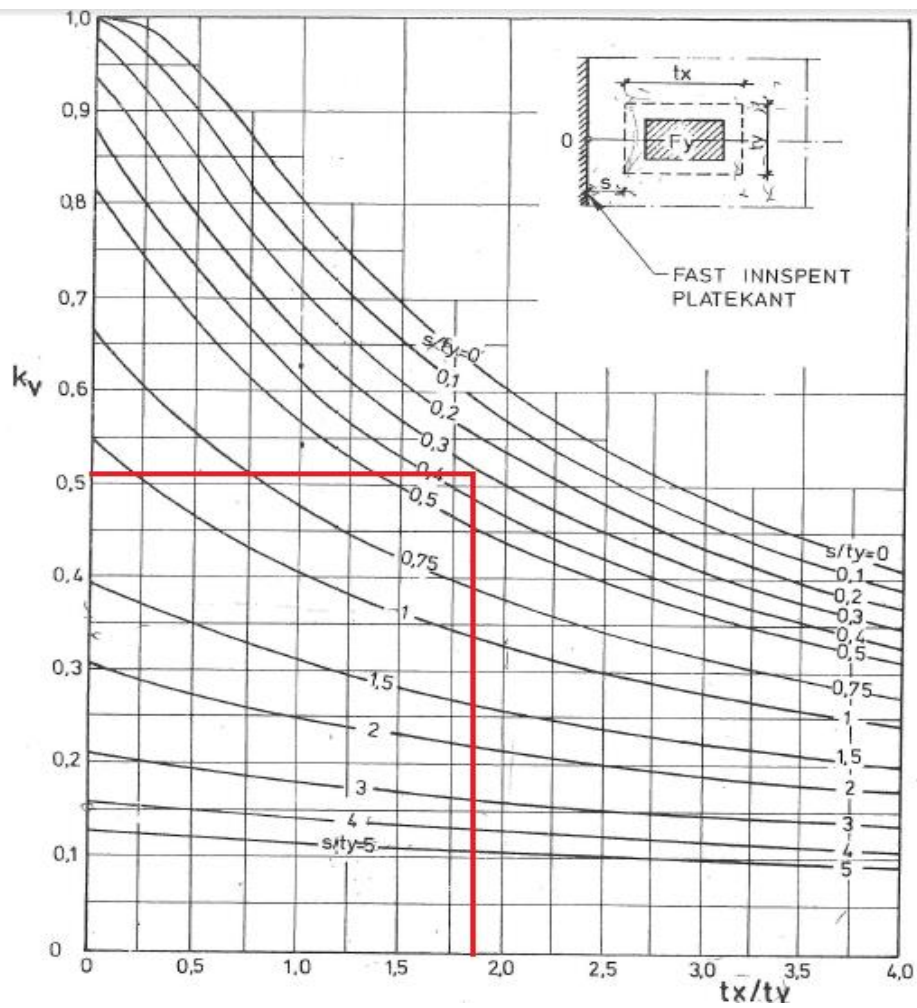
I følge håndbok 238[7] skal hjullasten fordeles ut på et område på 200 mm * 600 mm. Slik at a på figur 7.7 blir 600 mm og b blir 200 mm. I følge publikasjon nr.6 [20] fordeles lasten med 45 grader ned til senterlinjen i betongdekket. Slik at det er en fordel med noe tykkelse av slitelaget i forhold til skjærkapasitet. Når brua ble åpnet var slitelagtykkelsen $t_s=60$ mm og utbredelsen blir $t_x= 872$ mm og $t_y=472$ mm.

I dag er slitelaget 120 mm og dermed blir anleggsflaten større og det blir mindre skjærkraft.

Tabell 7.6 utbredelse av last og lastfaktor k_v fra figur 7.9

Slitelag [mm]	t_x/t_y	s/t_y	K_v
60	1,847	0,322	0,511
120	1,676	0,257	0,561

7 Bruddgrensetilstand i tverretting av bruoverbygningen



Figur 7.9 Lastfaktor k_v

Ved slitelagstykkelse $t_s = 60$ mm blir skjærkraften fra nyttelast:

$$V_{maks} = 0,511 * \frac{112 \text{ kN}}{0,472 \text{ m}} = 121,3 \text{ kN/m}$$

Tabell 7.7 Dimensjonerende skjærkraft, V_f

Last tilfelle	Vg egenvekt		Nyttelast [kN]		Vf [kNm]
	Faktor γ	Kraft	Faktor γ	Kraft	
6cm asfalt	1,15	21,8	1,4	86,6	146,4
12cm asfalt	1,15	25,6	1,4	75,8	135,5

7.4 Skjærkapasitet

Det er ikke vanlig å skjær armere betongdekket med bøyler, det er som regel bare lengdearmoring.

Kapasitetsberegningene er utført etter den forenklede metoden. Kapasiteten for strekkbrudd er da summen av $V_{cd}+V_{sd}$ og trykkbrudd er V_{ccd} , siden dekket ikke har skjærarmoring forsvinner V_{sd} og dermed blir strekkbrudd kapasiteten kun avhengig av V_{cd} .

Kapasiteten er beregnet pr løpemeter og kapasiteten for trykkbrud ble 595 kN/m og for strekkbrudd 141 kN/m, dermed blir $V_d= 141$ kN/m se vedlegg I.

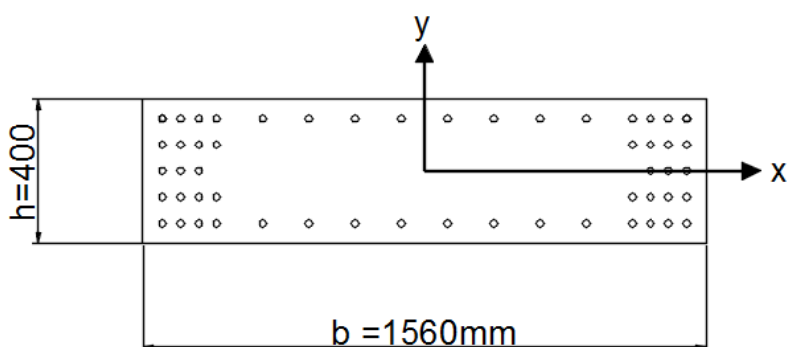
Ved slitelagtykkelse på 60 mm er opptredende skjærkraft større enn kapasiteten, men ved 120 mm slitelag er kapasiteten stor nok. Se tabell 7.2. Det er derfor gunstig at en har lagt på ekstra tykkelse i slitelaget med hensyn på skjærkapasiteten.

Tabell 7.8 Dimensjonerende last, kapasitet og utnyttelsesgrad

Tykkelse på slitelag	Vf [kNm]	Vd [kNm]	Utnyttelsesgrad
60 mm	146,4	141	1,04
120 mm	135,5	141	0,96

8 Søyler i bruddgrensetilstand

Søylene til brua har rektangulære tverrsnitt, disse er støpt sammen med bjelken i overbygningen i toppen og støpt sammen med fundament i bunnen. Det kan oppstå bøyning om både x-aksen og y-aksen. X-aksen ligger på tvers av brobanen og y-aksen ligger i lengderetning av brobanen, akser er vist på figur 8.1.



Figur 8.1 Søyletverrsnitt, bunn akse 9.

Alle søyler har en bredde i toppen på 700 mm og har variabel bredde i bunn da bredden øker med en faktor 40:1 på begge sider av senter av søylen, mens dybden er på 400 mm for alle søyler unntatt søyle i akse 10, 11 og 12. Søyle i akse 10 og 11 har en dybde på 800 mm og søyle i akse 12 er splittet i to fra fundament. Dybden på de to søylene i akse 12 er på 350 mm og har en fuge på 70 mm i mellom de to søylene, fugen fortsetter opp i overbygningen og denne fugen tar ekspansjon/kontraksjon i lengderetning av overbygningen.

Opgaven begrenser seg til den spennarmerte delen av bruene og det vil bli sett på søyle i akse 9, 10, 11 og 12. Søyle i akse 9 og 12 vil ha samme lengde men søyle i akse 9 har større aksialkraft siden bjelken er kontinuerlig og ikke avsluttet som søyle i akse 12. Søyle i akse 10 og 11 vil ha noe kortere lengde, disse søylene har størst stivhet om x-aksen og de vil ta mest krefter i form av moment når overbygningen svinger, kryper eller blir utsatt for termisk kontraksjon. Spennene i overbygningen som tilhører søyle i akse 10 og 11 er de to lengste, henholdsvis 40 m for hovedspenn og 22 m for tilstøtende spenn. Dermed blir aksialkraften størst for disse søylene.

Tegning 151.10e og 151.11f fra vedlegg A er lagt til grunn for armeringsmengder og plassering. På tegning 151-10e står det at brua ble prosjektert med en overdekning på 35 mm og i NS 427 A står det at fri avstand mellom jern større enn $\varnothing 16$ skal være minimum 30 mm og dette er blitt brukt ved kapasitetsberegninger der dette er hensiktsmessig. Lengdearmering i søylene er $\varnothing 20$ og av kvalitet Ks50.

8.1 Slankhet

Det er to mulige brudd som kan oppstå i en slank trykkstav. Den ene er ved at kapasiteten blir overskrevet og den andre er knekking som kommer av at utbøyingen blir for store.

NS 3473 punkt 12.2.4 angir to slankheter, geometrisk slankhet λ og lastavhengig slankhet λ_N [1]. Siden λ gjelder for trykkstaver av lineært elastisk materiale men er ikke godt nok for armert betong. Slankheten til et armert betongtverrsnitt vil variere ut fra aksialkraft, tverrsnitt og armering mengde. Derfor innfører NS 3473 en lastavhengig slankhet λ_N .

Geometriske slankheten er gitt som:

$$\lambda = \frac{le}{i}$$

Hvor:

- le knekk lengden til søylen
- i treghetsradien = $\sqrt{\frac{I_c}{Ac}}$
- I_c annet arealmoment for søylen i uopprisset tilstand
- Ac tverrsnittetsareal av betong i uopprisset tilstand.

Lastavhengig slankhet er gitt som:

$$\lambda_N = \lambda * \sqrt{-nf / (1 + 4\omega t)}$$

Hvor:

- nf er den dimensjonerende aksialkraften i søylen

$$\omega t = (\Sigma f_{sd} * A_s) / (f_{cd} * A_c)$$

Hvor:

- f_{sd} er den dimensjonerende spenningen i armering
- A_s er armeringsarealet
- f_{cd} er den dimensjonerende trykkspenningen i betongen.

8.1.1 Slankhetsgrenser

1. $\lambda_N \leq 45$ slik at trykkstaver ikke blir så slank at det er fare for stabilitetsbrudd.
2. $\lambda_N < 10$ kan det ses bort fra 2.ordens lastvirkninger beregnet på grunnlag av dimensjonerende laster.

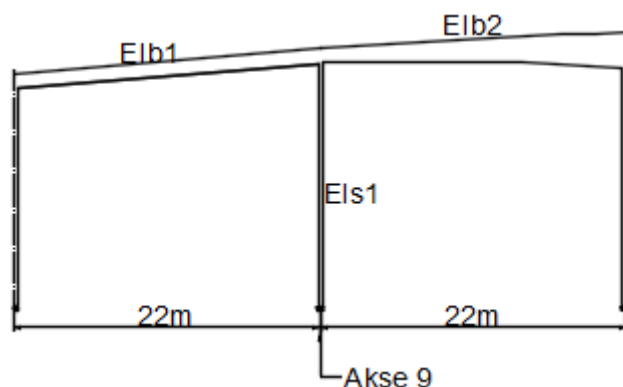
Hvis trykkstaven har uforskyvelige ender uten tverrlast kan λ_N økes noe i henhold til NS 3473 12.2.5. I vårt tilfelle har søylene tverrlast, dermed blir kontrollen å sjekke størrelsen på $\lambda_N < 10$ og om vi må regne 2.ordens lastvirkninger.

Knekk lengder vil variere etter randbetingelsene. Søylene på Nerlandsøybrua vil være fast innspennt nede ved fundament både om x- og y-aksen. Søylene vil ha en grad av innspenning i toppen om x-aksen da overbygningen forbinder dem sammen. Om y-aksen vil søylene være som utkrager å regne, dette fordi hele brua blir påvirket av sidelaster samtidig. I praksis vil brubanen fordele lastene i x-retning jevnt ut til nabosøylene, alle søyler får deformasjoner i samme retning.

8.2 Dimensjonerende krefter

Dimensjonerende krefter hentes ut fra NovaFrame. Disse består av aksialkraft, moment om både x og y-aksen og må kombineres. Disse må hentes fra de forskjellige lasttilfeller som kan oppstå og må kontrolleres i M-N-diagram. NovaFrame har innebygd en funksjon som tar med 2.ordens lastvirkninger, denne er blitt benyttet i våre utregninger. I NS 3473[1] A.12.2 d står det at i enkelte tilfeller vil den ene bøyingsretningen være dominerende, slik at en kan dimensjonere hver retning for seg. I vårt tilfelle er den dominerende retningen bøyning om y-aksen til søylene da vindlast uten kjøretøy på tvers av brobanen som gir størst moment. Dette kommer av at bjelken er såpass stiv at den overfører moment til nabofeltene ved kun belastning i et felt slik at moment om x-aksen for søylene blir veldig lav.

8.2.1 Knekk lengde



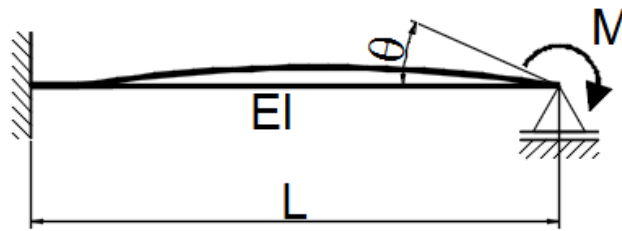
Figur 8.2 Bøyestivheter

Knekk lengdeberegninger er vist under med søyle i akse 9 om x-aksen. Når søylene bøyes om x-aksen vil overbygningen overføre momenter til bjelkene i rammen. Derfor må det tas

8 Søyler i bruddgrensetilstand

hensyn til stivhetene fra tilstøtende konstruksjonsdeler og dette avgjør hvor lang knekklelgen blir for søylen.

Figur 8.2 viser broen sett fra siden hvor akse 8 er til venstre og akse 10 er til høyre. Bjelke 1 har samme tverrsnitt på motsatt side av stiplet linje. Bjelke 2 fortsetter med en parabel form på motsatt side av stiplet linje, denne har i gjennomsnitt samme høyde som bjelke nr. 2. Dermed er det tilnærmet ingen rotasjon her. Dermed blir bidraget fra bjelke 1 og 2 i figur 8.2 som en bjelke med fast innspenning i den ene enden og glidelager i motsatt ende, se figur 8.3.



$$M = \frac{4EI}{L}$$

Figur 8.3 Innspenningsgrad

Knekklelgen uttrykkes som en funksjon av rotasjonsinnspenningsgrad $R = \theta$.

Hvis $R = 0$ tilsvarer dette ingen innspenning det vil si leddet som vist i figur 8.2 høyre ende av bjelken.

Hvis $R = 1$ tilsvarer full innspenning som vist i figur 8.2 venstre ende.

Knekk lengde akse 9 om x-aksen**Ytre krefter:**

Aksialkraft $N_f := 1617.8 \text{ kN}$ Last fra Novaframe

Betong info

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.4$ NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet $f_{tk} := 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk $f_{tn} := 1.60 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ NS 3473 10.4.2

Tøyngingsgrense i bruddgrense $\epsilon_{cu} := 0.0035$ NS 3473 Tabell A.5

E – modul $E_c := 24952 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk} := 480 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modul $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

8 Søyler i bruddgrensetilstand

Tverrsnitt info søyle

Lengde på søyle fra fundament til UK bjelke	$L_s := 17532\text{mm}$	
Bredde ved bunn søyle	$b_b := 1560\text{mm}$	
Bredde ved midten av søyle	$b_m := 1130\text{mm}$	
Bredde ved topp søyle	$b_t := 700\text{mm}$	
Bredde for kontroll av slankhet	$b := 987\text{mm}$	Ligger $1/3 \cdot L_s$ ned fra toppen
Dybde på søyle	$h := 400\text{mm}$	
Effektiv tverrsnitt høyde	$d := 345\text{mm}$	
Armering topp søyle	$A_{sxt} := 30\pi (10)^2 \text{mm}^2 = 9425 \cdot \text{mm}^2$	30 stk Ø20 NS3473 12.2.4
Annet arealmoment bunn søyle om x-aksen(svak akse)	$I_{sbx} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b_b \cdot h^3 = 8.32 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$	
Annet arealmoment midt søyle om x-aksen(svak akse)	$I_{smx} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b_m \cdot h^3 = 6.027 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$	
Annet arealmoment topp søyle om x-aksen(svak akse)	$I_{stx} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b_t \cdot h^3 = 3.733 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$	
Annet arealmoment topp søyle om x-aksen(svak akse)	$I_{sx} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b \cdot h^3 = 5.264 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$	
Tverrsnittsareal av betongen i uopprisset tilstand bunn søyle	$A_{cb} := b_b \cdot h = 6.24 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$	
Tverrsnittsareal av betongen i uopprisset tilstand midten søyle	$A_{cm} := b_m \cdot h = 4.52 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$	
Tverrsnittsareal av betongen i uopprisset tilstand topp søyle	$A_{ct} := b_t \cdot h = 2.8 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$	

Tverrsnittsareal av betongen $A_c := b \cdot h = 3.948 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$
 i uopprisset tilstand ved
 i avstand $1/3L$ fra topp søyle

Tregghetsradien bunn søyle $i_b := \sqrt{\left(\frac{I_{sbx}}{A_{cb}}\right)} = 115.47 \cdot \text{mm}$

Tregghetsradien midten søyle $i_m := \sqrt{\left(\frac{I_{smx}}{A_{cm}}\right)} = 115.47 \cdot \text{mm}$

Tregghetsradien midten søyle $i_t := \sqrt{\left(\frac{I_{stx}}{A_{ct}}\right)} = 115.47 \cdot \text{mm}$

Tregghetsradien blir lik for alle snitt nedover

Krav til søyler

Minste tverrsnitts areal $A_{cmin} := 40000 \text{mm}^2$ NS3473 18.4

Minste tverrmål for armerte søyler $h_{min} := 150 \text{mm}$ NS3473 18.4

Minimum tverrsnittsareal av lengdearming

$A_{smin} := \max\left(0.01A_{cb}, 0.2 \cdot A_{cb} \cdot \frac{f_{cn}}{f_{sk}}\right) = 6240 \cdot \text{mm}^2$ NS3473 18.4

Minimum diameter på Lengdearming $\varnothing_{min} := 10 \text{mm}$ NS3473 18.4

Senteravstand for bøyler $S_b := \max(15 \cdot 20 \text{mm}) = 300 \cdot \text{mm}$ NS3473 18.4

Kontroll: Alle krav er oppfylt.

Tverrsnitts info bjelke

Total bredde $b := 4800 \text{mm}$

Bredde på steg $b_w := 700 \text{mm}$

Tykkelse på flense $h_f := 165 \text{mm}$

Høyde for tverrsnitt akse 8-9 $h := 1100 \text{mm}$

Gjennomsnittshøyde for tverrsnitt akse 9-10 $h_m := 1640 \text{mm}$

Effektiv bredde av flens en side $b_{eff1} := \min(b, 0.1 \cdot 0.7 \cdot 22 \text{m}, 8 \cdot h_f) = 1320 \cdot \text{mm}$ NS 3473 9.5

Effektiv bredde av tverrsnitt $b_{eff} := 2 \cdot b_{eff1} + b_w = 3340 \cdot \text{mm}$ NS 3473 9.5

Lengde på bjelke $L_b := 22000 \text{mm}$

8 Søyler i bruddgrensetilstand

Tyngdepunkt i uopprisset betongtverrsnitt akse 8-9

$$z_{t1} := \frac{\left[2b_{\text{eff}} \cdot h_f \cdot \left(h - \frac{h_f}{2} \right) + b_w \cdot h \cdot \frac{h}{2} \right]}{\left(b_w \cdot h + 2b_{\text{eff}} \cdot h_f \right)} = 825 \text{ mm}$$

Annet arealmoment for uopprisset betong mellom akse 8-9

$$I_{b1} := \left[\frac{(b_w \cdot h^3)}{12} \right] + b_w \cdot z_{t1} \cdot \left(\frac{z_{t1}}{2} \right)^2 + \left[\frac{(2b_{\text{eff}} h^3)}{12} \right] + b_w \cdot (h - z_{t1}) \cdot \left[\frac{(h - z_{t1})^2}{2} \right] + 2 \cdot (b_{\text{eff}} h_f) \cdot \left(h - z_{t1} - \frac{h_f}{2} \right)^2$$

$$I_{b1} = 9.613 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

Tyngdepunkt i uopprisset betongtverrsnitt akse 9-10

$$z_{t2} := \frac{\left[2b_{\text{eff}} \cdot h_f \cdot \left(h_m - \frac{h_f}{2} \right) + b_w \cdot h_m \cdot \frac{h_m}{2} \right]}{\left(b_w \cdot h_m + 2b_{\text{eff}} \cdot h_f \right)} = 1181 \text{ mm}$$

Annet arealmoment for uopprisset betong mellom akse 9-10

$$I_{b2} := \left[\frac{(b_w \cdot h_m^3)}{12} \right] + b_w \cdot z_{t2} \cdot \left(\frac{z_{t2}}{2} \right)^2 + \left[\frac{(2b_{\text{eff}} h^3)}{12} \right] + b_w \cdot (h - z_{t2}) \cdot \left[\frac{(h - z_{t2})^2}{2} \right] + 2 \cdot (b_{\text{eff}} h_f) \cdot \left(h - z_{t2} - \frac{h_f}{2} \right)^2$$

$$I_{b2} = 1.316 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

Uforskyvelig ramme

Uforskyvelige ender

$$S_s := 4.8$$

Rotasjonsinnspennings –
grad ved søyletopp
(ved konstant tverrsnitt
med b=700mm og h=400)

$$R_{Bt} := \frac{\frac{4 \cdot (E_c \cdot I_{b1} + E_c \cdot I_{b2})}{L_b}}{\left[\frac{4 \cdot (E_c \cdot I_{b1} + E_c \cdot I_{b2})}{L_b} \right] + \left(\frac{S_s \cdot E_c \cdot I_{stx}}{L_s} \right)} = 0.99754$$

Rotasjonsinnspennings – grad ved søyletopp (ved konstant tverrsnitt med $b=1130\text{mm}$ og $h=400$)

$$R_{Bm} := \frac{\frac{4 \cdot (E_c \cdot I_{b1} + E_c \cdot I_{b2})}{L_b}}{\left[\frac{4 \cdot (E_c \cdot I_{b1} + E_c \cdot I_{b2})}{L_b} \right] + \left(\frac{S_s \cdot E_c \cdot I_{smx}}{L_s} \right)} = 0.99603$$

Rotasjonsinnspennings – grad ved søyletopp (ved konstant tverrsnitt med $b=1560\text{mm}$ og $h=400$)

$$R_{Bb} := \frac{\frac{4 \cdot (E_c \cdot I_{b1} + E_c \cdot I_{b2})}{L_b}}{\left[\frac{4 \cdot (E_c \cdot I_{b1} + E_c \cdot I_{b2})}{L_b} \right] + \left(\frac{S_s \cdot E_c \cdot I_{sbx}}{L_s} \right)} = 0.99453$$

Det er valgt den største rotasjonsinnspenningen for å gi det største momentet.

Rotasjonsinnspennings – grad ved søylebunn

$$R_A := 1.0 \quad \text{NS3473 A.12.2}$$

$$R_{\min} := \min(R_{Bt}, R_A) = 0.998$$

$$R_{\max} := \max(R_{Bt}, R_A) = 1$$

$$\beta := \frac{2}{2 + 1.1 \cdot R_{\min} + 0.9 \cdot R_{\max}} = 0.5003$$

Knekk lengde

$$L_e := \beta \cdot L_s = 8.772 \text{ m}$$

Geometriske slankhet

$$\lambda := \frac{L_e}{i_t} = 75.967 \quad \text{Gir samme } i_t = i_m = i_b$$

$$\eta_f := \frac{N_f}{(f_{cd} \cdot A_c)} = 0.283$$

$$\omega_t := \frac{A_{sxt} \cdot f_{sd}}{f_{cd} \cdot A_{ct}} = 0.891$$

Lastavhengig slankhet

$$\lambda_N := \lambda \cdot \sqrt{\frac{\eta_f}{(1 + 4 \cdot \omega_t)}} = 18.9$$

$$\lambda_{\max} := 80 \cdot \sqrt{1 + 4 \cdot \omega_t} = 170.9 \quad \text{NS3473 12.2.4}$$

Kontroll

$$\lambda < \lambda_{\max} \quad \text{OK}$$

$$\lambda_N < 45 \quad \text{OK} \quad \text{NS3473 12.2.4}$$

Grenseverdi for λ_N med tverrlast

$$\lambda_{N,\text{lim}} := 10 \quad \text{NS3473 12.2.5}$$

Kontroll

$$\lambda_N > \lambda_{N,\text{lim}} \quad \text{Må derfor ha med 2. ordens momenter.}$$

Siden λN er større enn 10 så må en regne 2.ordens lastvirkninger, dette tar NovaFrame med i sine beregninger etter at det er satt på denne funksjonen.

Knekk lengden for søylen om y -aksen vil være $2 \cdot l_s$ [21] hvor bunnen er fast innspent og toppen er fri siden det er lite motstand i overbygningen på tvers kontra i lengderetningen.

8.2.2 Moment og Normalkraft.

For å kunne kontrollere om en betongsøyle har nok kapasitet i form av moment og aksialkraft kan det lages kapasitetskurve. Kapasitetskurve betegnes som M-N diagram, denne kurven bestemmes ved å sette opp forskjellige tøyningstilstander. Det er blitt valgt å beregne denne kurven ved fem forskjellige tøyningstilstander.

1. Rent trykk, med lik tøyning i betong og armeringen $\epsilon_c = 1,75 \text{ ‰}$.
2. Trykkbrudd i betong, tøyning i betong $\epsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$ på en side og ingen tøyning på motsatt side.
3. Trykkbrudd i betong samtidig som flytning i strekkarmering, $\epsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$ og $\epsilon_s = 1,92 \text{ ‰}$.
4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering, $\epsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$ og $\epsilon_s = 4,8 \text{ ‰}$.
5. Rent moment, $\epsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$.

I situasjon 1 er det blitt brukt all armering i tverrsnittet, mens i de andre tilfellene er det blitt brukt strekkarmeringen som hører til, noe forenklinger er gjort. Det er for eksempel tatt med et lag innenfor ytterste armeringslag uten å korrigere effektiv høyde da denne flytter seg lite og det er utelatt jern som ligger nærme nøytralaksen.

Armeringstøyningen er kontrollert i alle fem tilfellene og ved flytning i armering blir dimensjonerende tøyning brukt. Utrekninger for Mx-N bunn søyle i akse 9 er gitt under, for andre snitt i søyle i akse 9, 10, 11 og 12 er gitt i vedlegg J.

Mx-N diagram akse 9 bunn**Betong info**

Betong kvalitet	B350 / B25	
Sikkerhetsfaktor betong	$\gamma_C := 1.4$	NS 3473 Tabell 4
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Strekfasthet	$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_C} = 14.5 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Tøyningsgrense i bruddgrense	$\epsilon_{cu} := 0.0035$	NS 3473 Tabell A.5
Tøyningsgrense for rent trykk	$\epsilon_C := 0.00175$	
E – modul	$E_C := 24952 \frac{N}{mm^2}$	

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning	$f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$	
Sikkerhetsfaktor	$\gamma_S := 1.25$	
E – modul	$E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$	
Dimensjonerende flytespenning	$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_S} = 384 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Armeringstøyning	$\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$	
Flytetøyning for armeringsstål	$\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$	

8 Søyler i bruddgrensetilstand

Tverrsnitt info søyle

Bredde ved bunn søyle	$b := 1560\text{mm}$	
Dybde på søyle	$h := 400\text{mm}$	
Indre momentarm	$h_1 := 290\text{mm}$	
Effektiv tverrsnitt høyde	$d := 345\text{mm}$	Forenklet, alle jern ligger ytterst

Strekkarmering $A_{SS} := 24 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 7540 \cdot \text{mm}^2$

Symmetrisk armert søyle, $A_{ss} = A_{st}$

1 Rent trykk.

Total lengdearmring $A_{stot} := 54 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 16964.6 \cdot \text{mm}^2$ 54 stk Ø20

Trykk resultant i midtsnitt $T_{C1} := f_{cd} \cdot b \cdot h = 9048 \cdot \text{kN}$

Trykk resultant i armering (symmetrisk armert) $T_{S1} := f_{sd} \cdot A_{stot} = 6514.4 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{1x} := T_{C1} + T_{S1} = 15562 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt $M_{1x} := 0$

2. Trykkbrudd i betong

Tøyning i armering side 1	$\varepsilon_{s1} := \frac{(55\text{mm} \cdot 0.0035)}{400\text{mm}} = 4.813 \times 10^{-4}$ $(\varepsilon_{s1} < \varepsilon_{yd}) \text{ Ingen flytning i armerings laget}$
Spenning i armering på side 1	$\sigma_{sd} := E_{sk} \cdot \varepsilon_{s1} = 96.25 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Trykkresultant i betong	$T_{c2} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot h = 7238.4 \cdot \text{kN}$
Trykkresultant i armering side 1	$S_1 := A_{ss} \cdot \sigma_{sd} = 725.7 \cdot \text{kN}$
Trykkresultant i armering side 2	$S_2 := A_{ss} \cdot f_{sd} = 2895.3 \cdot \text{kN}$
Aksiell likevekt	$N_{2x} := T_{c2} + S_1 + S_2 = 10859 \cdot \text{kN}$
Moment likevekt om tyngdepunktakse	$M_{2x} := T_{c2} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot h) + S_2 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right) - S_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right)$ $M_{2x} = 604 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armering

Trykksonefaktor	$\alpha := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} = 0.646$
Trykksonehøyde	$x := \alpha \cdot d = 0.223 \text{ m}$
Tøyning i trykkarmering	$\epsilon_{s2} := \left(\frac{x - 55\text{mm}}{x} \right) \cdot \epsilon_{cu} = 2.636 \times 10^{-3}$
	$\epsilon_{s2} > \epsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter
Trykkresultant i betong	$T_{c3} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x = 4031.5 \cdot \text{kN}$
Strekkresultant i armering side 1	$S_{1.3} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 2895.3 \cdot \text{kN}$
Trykkresultant i armering side 2	$S_{2.3} := S_{1.3} = 2895.3 \cdot \text{kN}$
Aksiell likevekt	$N_{3x} := T_{c3} + S_{2.3} - S_{1.3} = 4032 \cdot \text{kN}$
Moment likevekt om tyngdepunktakse	$M_{3x} := T_{c3} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x) + S_{1.3} \cdot h_1 = 1287 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering

$$\text{Trykksonefaktor} \quad \alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2\varepsilon_{yk}} = 0.422$$

$$\text{Trykksonehøyde} \quad x_4 := \alpha_4 \cdot d = 0.145 \text{ m}$$

$$\text{Tøyning i trykkarmering} \quad \varepsilon_{s2.4} := \left(\frac{x_4 - 55 \text{ mm}}{x_4} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = 2.177 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{s2.4} > \varepsilon_{yd} \quad \text{Trykkarmering flyter}$$

$$\text{Trykkresultant i betong} \quad T_{c4} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x_4 = 2632.6 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Strekkresultant i armering side 1} \quad S_{1.4} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 2895.3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Trykkresultant i armering side 2} \quad S_{2.4} := S_{1.4} = 2895.3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Aksiell likevekt} \quad N_4 := T_{c4} + S_{2.4} - S_{1.4} = 2633 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Moment likevekt om tyngdepunktakse} \quad M_4 := T_{c4} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x_4) + S_{1.4} \cdot h_1 = 1213 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

5. Rent moment

$$\text{Momentkapasitet om trykkarmering} \quad M_5 := f_{sd} \cdot A_{ss} \cdot h_1 = 840 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

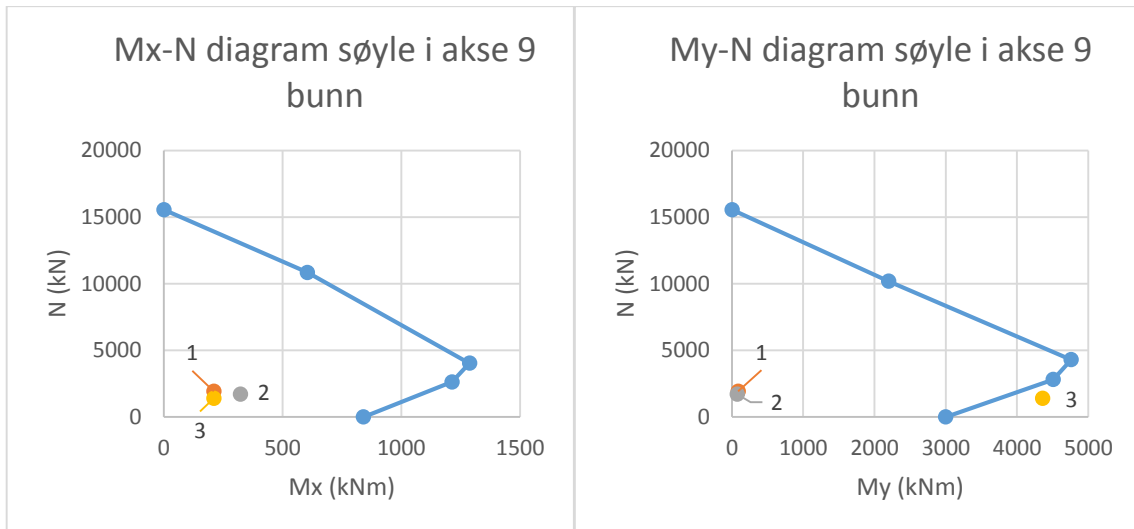
Det dominerende momentet er om y-aksen, da kan en sjekke hver retning hver for seg. Det er laget Mx-N og My-N diagram for snittene bunn, midt og topp søyle. Under er det vist M-N diagram for søyle i akse 9 for alle snittene.

Tabell 8.1 Utdrag fra resultater

Søyle i akse 9, bunn	N _f [kN]	M _{fx} [kNm]	M _{fy} [kNm]
Lastsituasjon 1(Maks normalkraft)	-1914,8	-210,5	85,4
Lastsituasjon 2(Maks moment om x-aksen)	-1718,5	-322,1	73,2
Lastsituasjon 3 (Maks moment om y-aksen)	-1387,4	-210,5	4358,4

Det er så plottet inn de tre lastsituasjonene for å kontrollere om kapasiteten er tilfredsstillende, hvis M-N punktene havner under kurven er kapasiteten tilstrekkelig, se figur 8.4 -8.9.

8 Søyler i bruddgrensetilstand



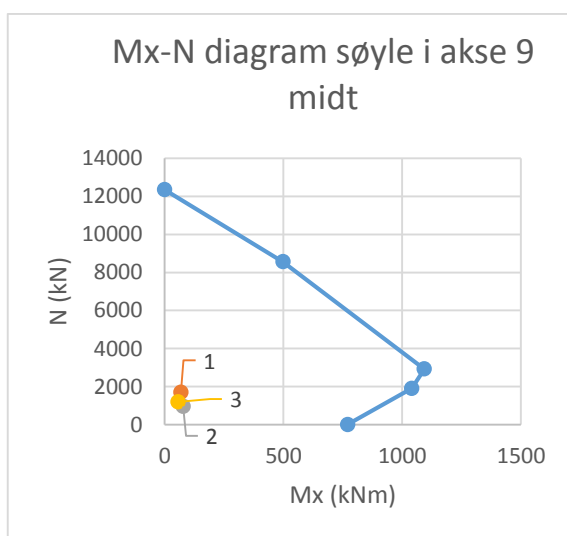
Figur 8.4 Mx-N diagram for bunn akse 9

Figur 8.5 My-N diagram for bunn akse 9

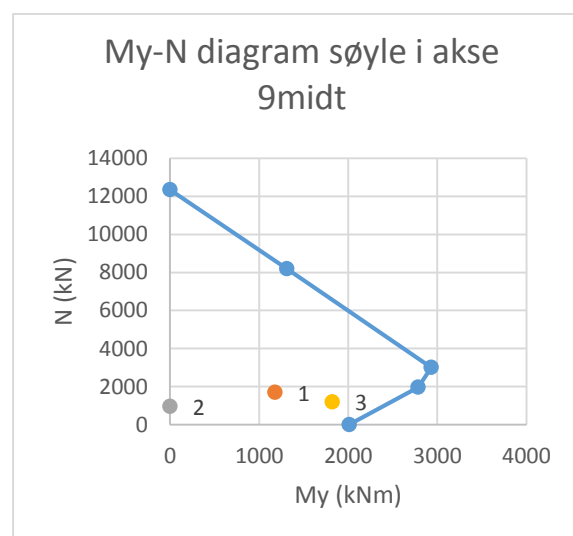
Søylen er ok ved moment om x-aksen, men ikke om y-aksen. Hadde aksialkraften vært i området 2500kN – 4500kN så hadde det tredje punktet vært innenfor og ok. Søylen har en utnyttelsesgrad på cirka 1,2 ved My-N for lastsituasjon 3.

Tabell 8.2 Laster for søylemidt akse 9

Søyle i akse 9, midt	N_f [kN]	M_{fx} [kNm]	M_{fy} [kNm]
Lastsituasjon 1(Maks normalkraft)	-1691,2	-67,6	1177,2
Lastsituasjon 2(Maks moment om x-aksen)	-955,0	-77,6	0
Lastsituasjon 3 (Maks moment om y-aksen)	-1197,6	-56,4	1820,8



Figur 8.6 Mx-N diagram for midt akse 9

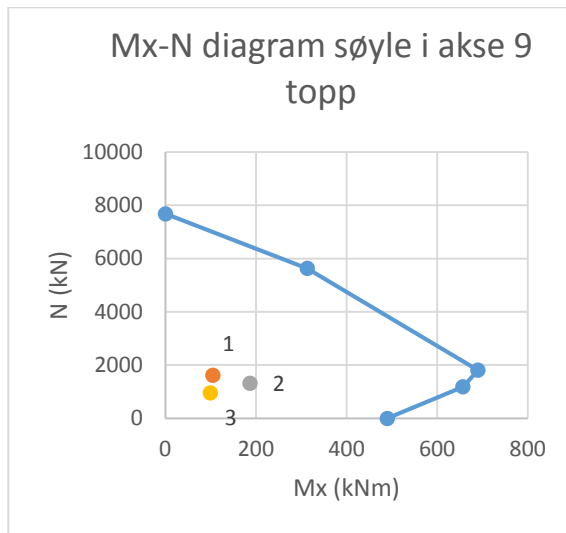


Figur 8.7 My-N diagram for midt akse 9

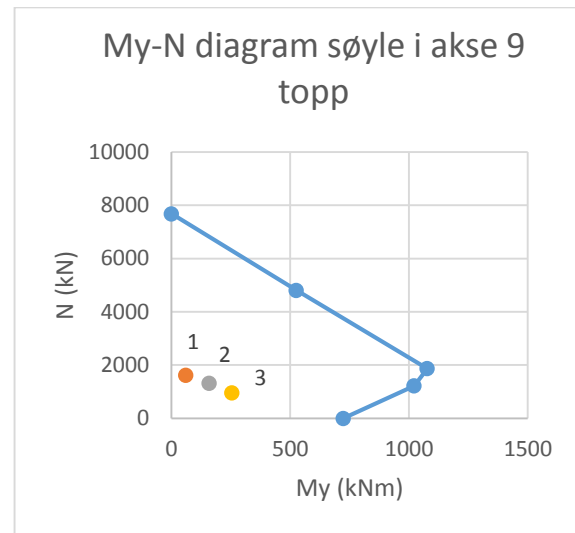
I midtsnittet er alle lastsituasjonene innenfor og dermed ok.

Tabell 8.3 Laster for søyletopp akse 9

Søyle i akse 9, topp	N_f [kN]	M_{fx} [kNm]	M_{fy} [kNm]
Lastsituasjon 1(Maks normalkraft)	-1617,8	105,5	60,2
Lastsituasjon 2(Maks moment om x-aksen)	-1320,7	186,7	158,8
Lastsituasjon 3 (Maks moment om y-aksen)	-960,8	99,0	254,4



Figur 8.8 Mx-N diagram for topp akse 9



Figur 8.9 My-N diagram for topp akse 9

For søyletopp i akse 9 er alle lastsituasjoner innenfor kapasitetskurven og dermed ok.

8.2.3 Oppsummering av søyler i akse 9, 10, 11 og 12

I tabell 8.4 er det listet opp hvordan utnyttelsen er for de tre snitte i søyler i akse 9, 10, 11 og 12. For mer detaljer om utregninger og diagrammer se vedlegg J.

Tabell 8.4 Søylekapasitet oppsummering

Søyle i akse	Moment om x-aksen	Moment om y-aksen	Godkjenning
9 topp	Tilfredsstilt	Tilfredsstilt	Ok
9 midt	Tilfredsstilt	Tilfredsstilt	Ok
9 bunn	Tilfredsstilt	Ikke tilfredsstilt	Ikke ok
10 topp	Ikke tilfredsstilt	Tilfredsstilt	Ikke ok
10 midt	Tilfredsstilt	Tilfredsstilt	Ok
10 bunn	Tilfredsstilt	Tilfredsstilt	Ok
11 topp	Ikke tilfredsstilt	Tilfredsstilt	Ikke ok
11 midt	Tilfredsstilt	Tilfredsstilt	Ok
11 bunn	Ikke tilfredsstilt	Tilfredsstilt	Ikke ok
12 topp	Tilfredsstilt	Tilfredsstilt	Ok
12 midt	Tilfredsstilt	Tilfredsstilt	Ok
12 bunn	Tilfredsstilt	Tilfredsstilt	Ok

Neste kontroll er å sjekke for to akset bøyning ved å bruke interaksjons formelen:

$$\frac{M_{fx}}{M_{dx}} + \frac{M_{fy}}{M_{dy}} \leq 1$$

Siden det dominerende momentet er om y-aksen vil kontrollen bli gjort med tilhørende moment om x-aksen. Tabell 8.5 viser utnyttelsesgradene ved to akset bøyning, med største moment om y-aksen som dimensjonerende lasttilfelle.

Tabell 8.5 To akset bøyingsutnyttelse

Snitt	$\frac{M_{fx}}{M_{dx}}$	$\frac{M_{fy}}{M_{dy}}$	$\frac{M_{fx}}{M_{dx}} + \frac{M_{fy}}{M_{dy}} \leq 1$	Godkjent/ Ikke godkjent
Akse 9 topp	0,202	0,351	0,553	Ok
Akse 9 midt	0,073	0,905	0,978	Ok
Akse 9 bunn	0,250	1,454	1,704	Ikke ok
Akse 10 topp	0,941	0,487	1,428	Ikke ok
Akse 10 midt	0,187	1,185	1,372	Ikke ok
Akse 10 bunn	0,661	1,237	1,898	Ikke ok
Akse 11 topp	1,124	0,487	1,611	Ikke ok
Akse 11 midt	0,187	1,185	1,372	Ikke ok
Akse 11 bunn	0,817	1,237	2,054	Ikke ok
Akse 12.1 topp	0,353	0,502	0,855	Ok
Akse 12.1 midt	0,316	0,684	1,000	Ok
Akse 12.1 bunn	0,377	0,756	1,133	Ikke ok

Ved to akset bøyning er det kun fire av 12 snitt som oppfyller kravet. Dette kommer av vindlast, kryp og kontraksjon. Den karakteristiske vindlasten er multiplisert med en sikkerhetsfaktor på 1,6 i henhold til håndbok 238 [7] noe som gir et stort moment om y-aksen dermed er de fleste snittene godt utnyttet allerede her. Kryp og kontraksjon gir store momenter om x-aksen og spesielt for søyle i akse 10 og 11 siden disse har større stivhet om x-aksen enn søyle i akse 9 og 12.

Kapasiteten til søylene blir jevnt over overskredet. Dette skjer på grunn av store krefter fra naturlaster og svinn. Ved vurdering av lastenes størrelse kommer en frem til at disse er riktig beregnet, men i tillegg til at lastene er store opereres det med sikkerhetsfaktor på 1,6 for vind. Sikkerhetsfaktoren for vind kan virke i største laget, sikkerhetsfaktoren er ikke bare høy, men den gjelder i tillegg for en lastsituasjon hvor det ikke er trafikk på brua og dermed også meget liten sannsynlighet for at liv skal kunne gå tapt ved et eventuell brudd. Men sikkerhetsfaktoren alene er ikke med på å velte brua. Lastene fra vind må være veldig konservative og føre til at det er umulig at brua skal kunne blåse ned om den er dimensjonert etter vindlaststandard [4].

Nerlandsøybrua har stått i 50 år og enda ikke bristet grunnet vind, det var heller ingen tegn til riss på søylene som skulle tilsi at det hadde oppstått stor belastning i løpet av disse årene. Så selv om beregningene våre tilsier at brua burde ha veltet på grunn av vind for lenge siden, vil dette være et lite trulig scenario, og i alle fall med tanke på personskader, siden brua er stengt ved så sterk vind.

8 Søyler i bruddgrensetilstand

De store momentene som oppstår om x-aksen grunnet utvidelser og sammentrekninger som kommer av temperatur kan også diskuteres. Brua ligger rett over havet som gir kjøling om sommeren og varme om vinteren, temperaturen i området vil nok derfor antageligvis variere noe mindre og de reelle temperaturforskjellene som kan oppstå vil nok være noe mindre.

9 Betong og bestandighet

Dette kapitlet tar for seg betongkonstruksjoners bestandighet. Hvilke nedbrytningsmekanismer som kan oppstå, hvilke skader dette medfører og hvilke konsekvenser skadene kan gi. Det fokuseres på nedbrytningsmekanismer som er aktuelle for Nerlandsøybrua og bruas betong egenskaper. I dag er betong det mest anvendte byggematerialet og det vil det være også i fremtiden da det er relativt bestandig, god formbarhet og stor styrke. For å oppnå en god bestandighet kreves riktig materialkvalitet til det miljøet det skal være i, god utførelse og riktig konstruksjonsutforming.

9.1 Betong

Betong består av sement, vann, tilslag og eventuelle tilsetningsstoffer og tilsetningsmaterialer. Tilslaget utgjør 70 % av volumet og resterende 30 % av volumet er sementlim. Tilslaget består av stein og sand, sementlimet er en blanding av sement og vann. Sement er hydraulisk bindemiddel som ved tilførsel av vann vil sementen reagere med vannet, vi får da en masse som størkner og herder og til slutt blir hard.

Hydratiseringsprosessen er eksoterm og genererer mye varme under herdingen, ved høy temperatur vil betongen hydratisere raskere og får en rask styrkeutvikling. Det er ugunstig ved temperaturer over 40°C da det blir stor temperaturgradient og det er økt risiko for oppsprekking av betongen[12]. Det er heller ikke gunstig med for kalde omgivelser under hydratiseringsprosessen da det også oppstår store temperaturgradienter. Ved vinterstøyping bør forskalingen forvarmes og eventuelt isolere nystøpt betong da betongen må oppnå minimum 5MPa før det blir frost i betongen.

9.2 Bestandig betong

Gjennom tidende har det blitt dannet et bilde av at betong er et vedlikeholdsfritt materiale, men dette er ikke tilfellet og har blitt vist i løpet av de siste 20-30 årene.

For å oppnå en bestandig betong bør en allerede i planleggingsfasen finne ut hvilke tiltak en skal gjøre for å få en god og bestandig betong. Samt kontrollere betongen under byggeprosessen, som er forebyggende i forhold til skader som kan oppstå. Etter at konstruksjonen er ferdig er det viktig å følge opp konstruksjoner og å ha jevnlig tilsyn for å avdekke mulige skader som kan oppstå med tiden. Det er da viktig å oppdage disse tidligst mulig for å kunne iverksette tiltak, slik at de enten blir reparert eller forhindret i å utvikle seg.

9 Betong og bestandighet

Under prosjektering og oppføring av Nerlandsøybrua var ikke det lagt så stor vekt på bestandighet i form av betongoverdekning og betongkvalitet. På denne tiden var det faktisk mulig å bruke sjø sand som tilslag, dette er meget uheldig og kan føre til armeringskorrosjon. En vet lite om kvaliteten til de forskjellige delene i betongen som ble brukt i Nerlandsøybrua. En kan derfor ikke si om det ble brukt sjøvann eller tilslag fra havet i konstruksjonen.

NS-EN 1992-1-1[2] stiller krav til den som prosjekterer betongkonstruksjonen. God bestandighet oppnås ved konstruktiv utforming, riktig materialvalg, konstruksjonsdetaljer, utførelse, kvalitetskontroll, inspeksjon, dokumentasjon og eventuelle spesielle tiltak som for eksempel bruk av rustfritt stål, belegg, katodisk beskyttelse.

Konstruksjoner kan bli satt i forskjellige miljøforhold og derfor er det laget eksponeringsklasser som må bestemmes i hvert tilfelle. Tabell 9.1 angir de seks forskjellige eksponeringsklasser som finnes og er omentrent like for NS 3473 og NS-EN 1992-1-1. NS-EN 1992-1-1 inneholder ikke nr. 7 og 8 i tabell 9.1

Tabell 9.1 Eksponeringsklasser [1]

Nr	Eksponeringsklassens beskrivelse	Betegnelse
1	Ingen risiko for korrosjon eller nedbrytning	X0
2	Korrosjon fremkalt av karbonatisering	XC
3	Korrosjon fremkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann	XD
4	Korrosjon fremkalt av klorider fra sjøvann	XS
5	Fryse-/tineangrep med og uten avisningsmiddel	XF
6	Kjemiske angrep	XA
7	Kjemisk angrep fra husdyrgjødsel	XA4
8	Særlig aggressivt miljø	XSA

Alle eksponeringsklasser har et siffer bak siste bokstav, denne angir graden av risikoen hvor høyeste siffer gir størst risiko. Tabell 3.2 angir de forskjellige eksponeringsklasser for hver konstruksjonsdel til Nerlandsøybrua.

Tabell 9.2 Eksponeringsklasser for ulike konstruksjonsdeler

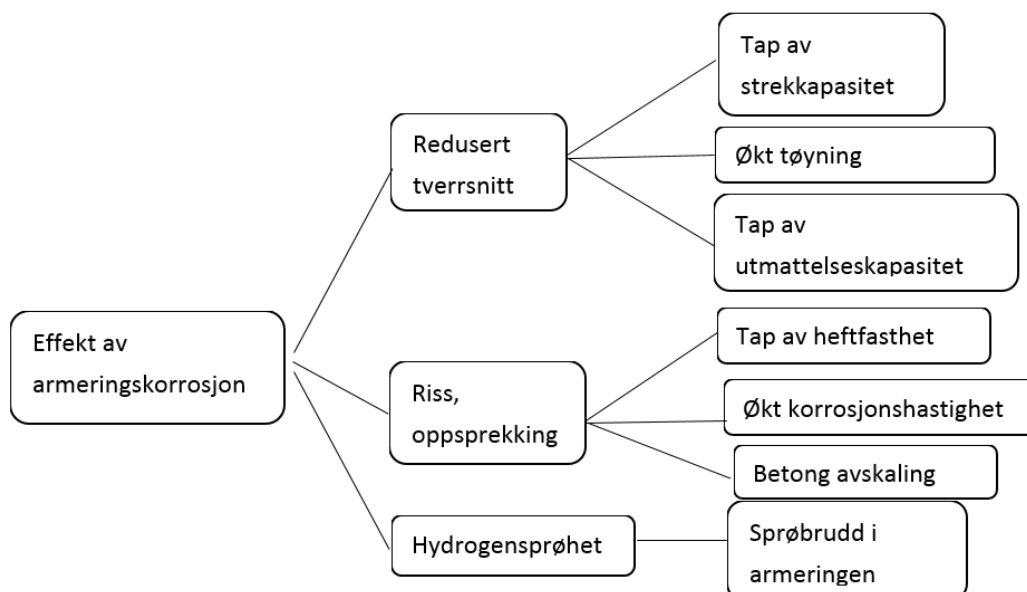
Nr.	Konstruksjonsdel	Eksponeringsklasse
1	Såle neddykket i sjøvann	XS2
2	Fundament i skvalpesonen/tidevannssoner	XS3
3	Søyle over fundament i skvalpesonen	XS1
4	Underside av overbygning, utside og underside på kantdragere	XS1
5	Overside kantdragere	XS1
6	Landkar	XS1

Etter at eksponeringsklasse er bestemt må det bestemmes hvor stor betongoverdekning det er behov for. Betongoverdekningen skal sikre overføring av krefter i form av heft, beskyttelse mot armeringskorrosjon og tilfredsstillende brannmotstand om nødvendig. Sammen med minste overdekning er det også krav til minste bestandighetsklasse.

Bestandighetsklasse angis ved M eller MF med tall bak bokstavene, dette tallet angir masseforholdet som er vann dividert på sement og eventuelle tilsetningsstoffer. Hvis det står F i tillegg til M må denne betongen ha fått minimum 4% innblandet luft slik at betongen kan motstå frost under sin levetid.

9.3 Armeringskorrosjon

Armeringskorrosjon oppstår først når passivfilmen rundt armeringsjernene er nedbrutt. Når pH 'en i betongen blir redusert til rundt 9 blir passivfilmen ustabil og korrosjon kan starte. Dette kan skje på to forskjellige måter. Enten ved karbonatisering eller ved kloridioner. Korrosjonsprosessen krever både en anodisk prosess ($\text{Fe} \rightarrow \text{Fe}^{2+} + 2\text{e}^-$) og en katodisk prosess ($2\text{H}_2\text{O} + 4\text{e}^- + \text{O}_2 \rightarrow 4\text{OH}^-$). Dette betyr at det må være tilgang på oksygen og fuktighet. Det er på anoden at korrosjonsproduktet dannes. Korrosjonsproduktet kan variere fra veldig voluminøse og harde, som skaper indre trykk og spenninger som kan føre til riss, til produkter med liten volumutvidelse og viskøse egenskaper som gjør at produktene finner plass i porestrukturen til betongen og gir nødvendigvis ikke synlige skader. Sistnevnte kan bli observert i tilfeller med klorid forårsaket korrosjon i våt betong med liten tilgang på oksygen og er av bekymring fordi det vil resultere i kollaps uten forvarsel. Effektene av armeringskorrosjon er mange. De forskjellige effektene er vist i figur 9.1. [22]



Figur 9.1 Korrosjonseffekter [22]

Den verste skaden som kan oppstå i en betongkonstruksjon er helt klart hydrogensprøhet, dette fordi skaden som oppstår omgjør armeringen fra å være et duktilt materiale som får store tøyninger før det ryker, til å bli et sprøtt materiale som ryker uten visuelle forvarslar. I en konstruksjon vil en da få brudd uten forvarsel ved hydrogensprøhet. For alle andre skader vil det oppstå store deformasjoner før konstruksjonen går til brudd. En vil derfor se det veldig klart og tydelig at en ikke burde oppholde seg i, på eller i nærheten av konstruksjonen. En får dermed tid til å evakuere området og hindre personskader.

9.4 Nedbrytningsmekanismer

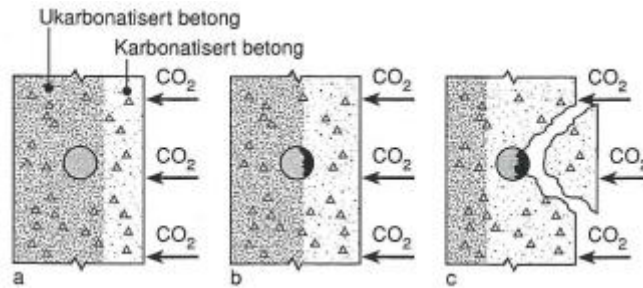
Det eksisterer flere nedbrytningsmekanismer som karbonatisering, klorider og fysiske angrep som frostskafer fuktighetsvariasjoner og temperaturvariasjoner. Kjemiske nedbryting som alkalireaksjon, utlutning, syreangrep og sulfat-/nitratangrep. Siden brua kun har skader som kan komme fra karbonatisering, klorider og kanskje frostskafer, er det disse nedbrytningsmekanismene som vil bli tatt med og beskrevet videre i oppgaven.

9.4.1 Karbonatisering

Karbonatisering skjer når en betongoverflate kommer i kontakt med luft. Dette er en kjemisk prosess som skjer raskest ved relativ fuktighet(RF) 50-60 % [11]. Karbondioksid fra lufta diffunderer inn i betongen over lang tid. Karbondioksid(CO_2) og vann i porevannet reagerer kjemisk med bestanddeler i betongen slik at det dannes kalsiumkarbonat(CaCO_3), det er dette som kalles karbonatisering. I prosessen minker pH-verdien til 8-9 og når pH-nivået synker til under 9,5 vil den korrosjonsbeskyttende oksidfilmen brytes ned og armeringen kan begynne å korrodere.

Det må være tilstrekkelig tilgang på luft og fuktighet, fuktigheten må være mer enn RF 65 % skal armeringen korrodere, den vil selvfølgelig korrodere ved lavere RF, men da er hastigheten på korrosjon nesten ubetydelig [11].

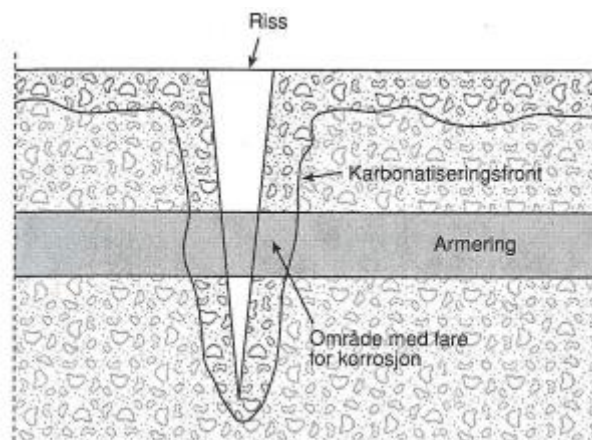
Hastigheten på karbonatiseringen er størst til å begynne med i yttersjiktet av betongen og etter hvert som tykkelsen på den karbonatiserte betongen øker vil karbonatiseringen avta gradvis innover i betongen. Skillet mellom karbonatisert og ukarbonatisert betong kalles Karbonatiseringsfronten, denne flyttes innover mot kjernen av betongen etter som tiden går, karbonatiseringsdybden øker proporsjonalt med kvadratroten av tiden. Når karbonatiseringsfronten er kommet til armeringen kan korrosjonen begynne.



Figur 9.2 Karbonatiseringsprosessen [11]

Som nevnt har fuktnivået i betongen avgjørende betydning for karboniseringshastigheten, karboniseringen skjer ved relativ fuktighet i område 40-90%, altså vil betongkonstruksjoner som er neddykket i vann eller i tørre omgivelser ha lav karboniseringshastighet. Betongkvalitet er også en faktor som må tas med i karboniseringshastigheten. Tettere betong gir tregere karboniseringshastighet.

Karbonatisering gir en liten fasthetsøkning i betongen og betongen blir tettere. Det vil også karbonisere i sprekker og riss. Hvis sprekke/riss krysser armeringen vil armeringen være utsatt korrosjon på grunn av karbonatiseringen på rissoverflaten, selv om overdekningen er tilfredsstillende.



Figur 9.3 Karbonatisering i riss [11]

Når armeringen korroderer vil korrosjonsproduktene kreve 5-7 ganger større volum enn opprinnelig jern. Dette indre spenninger og medfører riss og utsprenging av betong. Riss inntreffer når strekkspenningene overstiger betongens strekkfasthet som i utgangspunktet er veldig lavt.

For å fastslå karboniseringsdybde eksakt må feltundersøkelser analyseres, utførelse foregår ved at det kjerneborres ut en sylinder som blir testet. Analysene utføres med pH-indikator typisk brukes phenolftalein, denne væsken er blank når den legges på materialer med pH under 8,2 og over 12. I mellom pH 8,2-12 vil fargen gi lys lilla farge noe som er ideelt

9 Betong og bestandighet

for å måle karbonatisering i betong da det er i dette spekteret en vil måle. Fersk betong har vanligvis pH mellom 12,5-14. En vil da kunne se karbonatiseringsfronten tydelig så lenge betongen har pH over 8,2.

9.4.2 Klorider

Klorid initiert armeringskorrosjon er ofte grunnen for at betongkonstruksjonen har bestandighetsproblemer.

Klorider i betong kan komme av to grunner:

1. Det er blitt brukt klorholdige delmaterialer
2. Klorider som trenger inn fra utsiden

Kloridholdige delmaterialer kan være sand som er tatt fra sjøkanten og brukt som tilslag, det kan være brukt sjøvann eller kloridbaserte tilsetningsstoffer i betongen. Det er forbudt å bruke kloridholdige materialer i dag. Ved inntrenging av klorider fra utsiden kan det antas at dette skjer i henhold til fick's andre lov. Loven gir en antatt kloridprosent ved en gitt dybde og ett gitt tidspunkt ut i fra kloridnivået på overflaten, den initiale kloridmengden i betongen og en effektiv diffusjonskoeffisient som beregnes ut ifra betongkvaliteten. Formelen er basert på flere antagelser (homogenitet i betongen og inntrengingsmekanismer) og dens validitet må derfor vurderes i hvert tilfelle.

Fick's 2.lov:
$$c(x, t) = c_s - (c_s - c_0) \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{D(x,t)*t}}\right)$$

- C_s kloridinnholdet på overflaten
- C_0 betongens opprinnelige klorinnhold
- X dybden som undersøkes (typisk armeringsdybden)
- D diffusjonskoeffisient
- t tid
- erf errorfunksjon

Hvis kloridinnholdet ved armeringen blir høy nok vil den korrosjonsbeskyttende oksidfilmen rundt armeringen bli ødelagt og korrosjon kan oppstå. Mengden med klorider som skal til for å få sette i gang korrosjonen blir kalt kritisk grenseverdi. Det finnes ingen eksakt grenseverdi da denne er avhengig av pH-nivå, betongkvalitet, eventuell karbonatisering og fuktnivå rundt armeringen. Det er blitt satt noen verdier som en kan angi sannsynligheten for at det er oppstått korrosjon eller ikke. Disse verdiene vurderer klorid prosenten i forhold til sement mengde. Tabell 9.3 viser grense nivåene for korrosjonssannsynlighet.

Tabell 9.3 Kloridinnhold og korrosjonsrisiko med bruk av standard sement [11]

Totalt innhold av klorider i % av sementmassen	Korrosjonsrisiko
<0,4	Minimal
0,4 - 1,0	Mulig
1,0 - 2,0	Sannsynlig
>2,0	Sikker

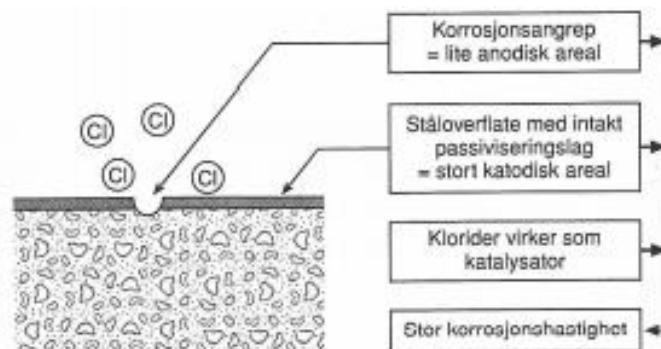
Disse verdiene er blitt omregnet til prosent av betongvekten. I Nerlandsøybrua er det benyttet B350. En har antatt et v/c tall på 0,3 og at tilslaget utgjør 70 % av betongvekten. En har da fått verdier som vises i tabell 9.4.

Tabell 9.4 Grenseverdier for klorider i % av betongmassen

Totalt innhold av klorider i % av betongmassen	Korrosjonsrisiko
<0,07	Minimal
0,07-0,18	Mulig
0,18-0,36	Sannsynlig
>0,36	Sikker

For å undersøke tilstanden til betongkonstruksjonen kan en bore ut betongkjerner, splitte kjernen i mange sjikt for å måle eller analysere betongstøv.

Det skumle med armeringskorrosjon på grunn av klorider er at det kan oppstå groptæring som kan ende med at armeringen blir korrodert bort uten at det blir synlige skader på overflaten av betongkonstruksjonen. Dette kommer av at det kan være et lite anodisk areal og stor katode slik at prosessen går veldig fort, den lille anoden er et lite område der oksidfilmen rundt armeringen er borte og den store katoden er resterende armering som har oksidfilm se figur 9.4.



Figur 9.4: Groptæring [11]

9.4.3 Frostskader

Det kan oppstå frostskafer i konstruksjoner som er utsatt for fryse og tine sykluser i fuktig miljø. Skadene begynner ved at vannet i flytende form trekkes inn i betongen, siden betong har et porevolum på 120-180 liter pr kubikkmeter er det rom for vann. Store deler av porene nært betongoverflaten fylles lett med vann. Når vannet fryser til is økes volumet med 9 % og hvis luftporene ikke er store nok til å ta disse utvidelsene vil det oppstå strekkspenninger i betongen, som igjen kan føre til riss og avskaling [11, 23].

9.5 Katodisk beskyttelse

Katodisk beskyttelse (KB) er i dag en anerkjent metode for å beskytte stål mot korrosjon. Det er over 30 års erfaring innen betongrehabiliteringsbransjen med katodisk beskyttelse av stål i betong. KB blir i hovedsak benyttet på betongkonstruksjoner som er armert og har rustskader på grunn av kloridinntregning. Armeringskorrosjon skjer som følge av elektrokjemisk prosess og armeringen går i oppløsning. I denne prosessen forbrukes elektronene ved katodereaksjonen, elektronene blir tilført fra anodereaksjonen og denne prosessen vil gå helt til armeringen er korrodert bort eller til en stopper denne prosessen ved hjelp av å sette på likestrøm.

Sist nevnte gjør at det blir overskudd av elektroner som fører til at stålet blir negativt ladet, noe som forhindrer at det går i oppløsning.

Systemet kan være galvanisk med offeranoder med anodelegeringer av sink eller aluminium som basismetall, eller elektrolytisk med påtrykt likestrøm. For katodisk beskyttelse med offeranoder krever at konstruksjonene er nedgravd i jord eller neddykket i havet og bruker jorda, sjøvann som elektrisk ledende medium.

Prinsippet for KB går ut på at et distribuert anodesystem skal fordele beskyttelsesstrøm til armerings overflate, størrelsen på strømmen som måles i mA/m² avgjør hvor effektiv korrosjonsbeskyttelsen blir. Tilført strøm gir en polarisering av overgangen mellom armering og betongen, denne polariseringen gjør at kloridionene flyttes fra armeringen slik at armeringen blir beskyttet av den høye pH som er i betongen.

Anodesystemet kan være av mange forskjellige materialer og utforming for eksempel; innstøpte anoder av titan i form av nett eller bånd som påføres i striper eller heldekkende overflate påførte systemer av typen ledende maling, påsprøytet sink og ledende betong som påføres som sprøytebetong eller ved utstøping, disse systemene må ha tilførsel av likestrøm.

KB-anleggs beskyttelsesevne må overvåkes ved å registrere det elektrokjemiske potensialet i referanseelektroder med tilhørende strøm og spenning i kretsen, for å komplementere vurderingene kan temperatur, relative fuktighet med mer tas til etterretning.

Nerlandsøybrua ble i 1991 inkludert som et FoU[24] prosjekt for å se om det var muligheter for å stoppe/hindre videre korrosjon av armeringen. Firmaet som ønsket et test objekt var Coating A.S og de tok kontakt med sjefen for betongseksjonen ved veglaboratoriet som valgte Nerlandsøybrua som test objekt. Det ble montert på et KB-anlegg som heter Elkinet Ahead, ved denne typen KB-anlegg blir anoden malt dirkete på konstruksjonen og beskyttet av en membran som smøres over, sølvbånd ble lagt inn i primeren. Membranen beskytter mot karbondioksider og salter i å trenge inn samt at membranen er såpass tynn at vann kan diffundere ut av betongen.

Første fase var å montere KB-anlegget på søyle i akse 3. På grunn av gode resultater fortsatte en med fase 2 som omhandlet underkant dekke mellom søyle 2 og 3. Fase 3 skulle være reparasjon av hele bruene men ble satt til å være søyle i akse 17 og felt mellom akse 17-18. Etter dette ble hele bruene utstyrt med et KB-anlegg.

10 Tilstand – verifikasjon av Nerlandsøybrua

Dette kapittelet inneholder informasjon om Nerlandsøybruas tilstand. For å vurdere tilstanden er eget feltarbeid lagt til grunn, med supplement fra materialundersøkelser utført av Rambøll ved spesialinspeksjon av brua i 2011 og spesialinspeksjonens avdekking av bom områder.

For å undersøke tilstanden til Nerlandsøybrua er det blitt foretatt to ekskursjoner til Nerlandsøya. Tilstanden ble undersøkt i følgende rekkefølge:

1. Visuell inspeksjon – for å få et overblikk over konstruksjon.
2. Banking etter bom skader og dokumentere disse – undersøke om det finnes skjulte skader.
3. Riss dokumentering – tegne opp og dokumentere alle riss.
4. Måle overdekning med covermeter.
5. Borre ut støvprøver – lage kloridprofil for å vite mer om mulighetene for korrosjon.
6. Borre og meisle bort overdekning – for å se på bøylor og lengdearmerings tilstand.
7. Pussing av korrosjonsprodukt og måling av eksisterende armerings diameter.

10.1 Visuell inspeksjon

På hele brua sitter det et katodisk anlegg med sølvbånd og ledende maling som påfører en lav elektrisk spenning.

10.1.1 Søylor

Søylene ser uskadd ut. Her det katodiske anlegget i god stand. Malingen er slitt i skvalpesonen, her registreres noe avskaling. Det er ikke malt helt ned på de søylene som står i sjø. Figur 10.1 til høyre viser en typisk søyle som står i sjø. En finner kun to tydelig skader på søylekonstruksjonen. En er på fundamentet i akse 4, hvor vi ser mye rustutslag på hele fundamentets bredde, fra bakken og til 1 meters høyde på vest side, se figur 10.4. Skade to er et steinreir i overgangen mellom fundament og søyle i akse 5 på sør-side, vist i figur 10.2. Det finnes også noe rustutslag i nedre del av fundamentene, se figur 10.3.



Figur 10.1 Søyle akse 5 og 6, sett fra øst.

10 Tilstand – verifikasjon av Nerlandsøybrua



Figur 10.2 steinreir i overgang søyle - fundament, akse 5



Figur 10.3 Rustutslag på fundamenter ved bakkenivå



Figur 10.4 fundament akse 4 sett fra vest

10.1.2 Brubjelke

Ved visuell inspeksjon av brubjelken fra bakken ser det ganske ille ut. Ser ut som om det er store riss og noe avskaling av betong. Ser korrodert bølgearmring. Rissene opptrer hyppigere på midten enn inn mot søyleopplegg. Når stillas var kommet på plass mellom akse 2 og 3, fikk vi et bedre bilde av situasjonen. Rissene ser ille ut fra bakken, men når vi kom nærmere kunne vi se at det i hovedsak var malingen som hadde sprukket opp og gitt dette feilaktige inntrykket, se figur 10.5 og 10.6. Riss er til stede, bare i mye mindre grad enn først antatt fra tidligere visuell inspeksjon. De fleste riss er bare i underkant, disse er det kort avstand mellom. Noen av rissene går opp på siden, denne typen er det lengere avstand mellom, se figur 10.7. Dette skjer på grunn av mindre spenninger nærmere nøytralaksen i bjelken.



Figur 10.5 Brubjelke mellom akse 2 og 3, sett fra bakken



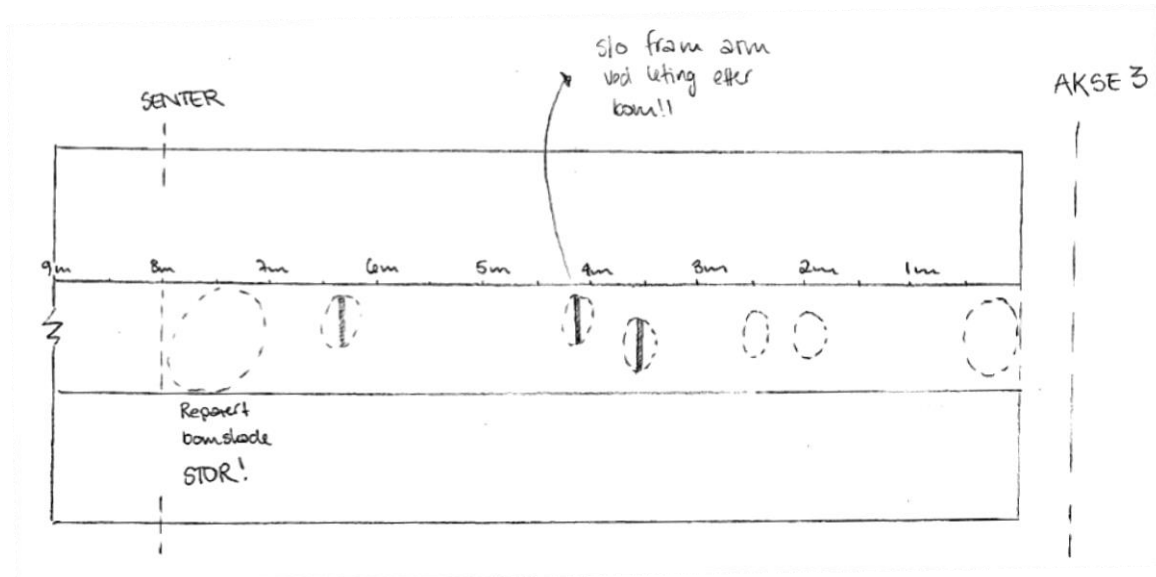
Figur 10.6 Brubjelke mellom akse 2 og 3, 5-6 meter fra akse 3



Figur 10.7 Riss som går opp langs siden, ca. 1 meter mellom

10.2 Bom

Leting etter bom ble gjort med hammer og vi slo og lyttet etter hul lyd. Det ble ikke funnet noen bom områder på søylene. Søylene ga kun klink lyd. På sidene av brubjelken var der heller ingen bom. Under bjelken ble det funnet mange og noen store bom områder på det feltet vi hadde adgang til med stillaset. Bom områdene ble dokumentert og tegnet inn på tegning som viser underkant av bjelken, avstand fra akse 3 og størrelse på bom området. Se figur 10.8. Noen steder hvor det ble banket, og bom var tilstede, løsnet betongen.



Figur 10.8 bom områder mellom akse 2 og 3

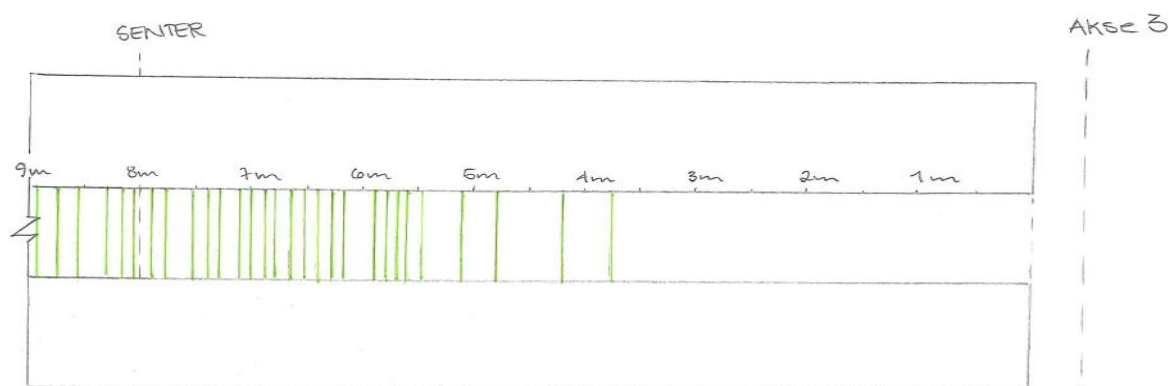
10.3 Riss målinger

Det ble ikke funnet noen riss i søylene ved visuell kontroll. For å verifisere at dette ikke var fordi den katodiske malingen skjulte rissene ble malingen pusset bort med vinkelsliper med pusse skive på noen steder i både akse 3 og 5, se figur 10.9. Det ble heller ikke da funne riss i søylene.



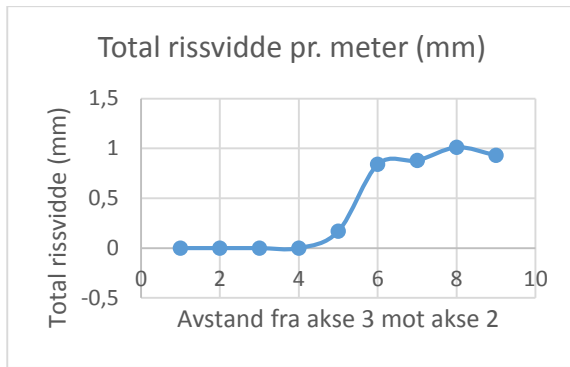
Figur 10.9 Pusset ned til betong

Det ble gjort målinger av riss i bjelken. Både rissenes vidde og avstandene mellom dem. Det ble tegnet inn plassering i oversikts tegning (se figur 10.10) og ført inn data i tabell. Det viste seg å være svært vanskelig å måle rissviddene, både med riss kikkert og med riss linjal. Dette skyldes rissenes små vidder, rissenes ruglete adferd og værforhold. Det ble derfor målt rissvidde med risslinjal to ganger av to uavhengige personer. Dette ble gjort for å kunne sammenligne data og finne et gjennomsnitt. På de målingene som avvek mest fra hverandre ble det foretatt en tredje måling. Det viser seg at rissene opptrer hyppigere mot midten av spennet og det viste seg ved boring og meisling at en del av rissene følger bøylearmeringen. Rissene opptrer i størrelsesorden fra 0,05 mm til 0,3 mm. For å se data vedrørende rissmålinger se vedlegg D. Figur 10.11 og 10.12 vise hvordan hyppigheten i både antall riss og total rissvidde pr. meter øker mot midten av bjelken.

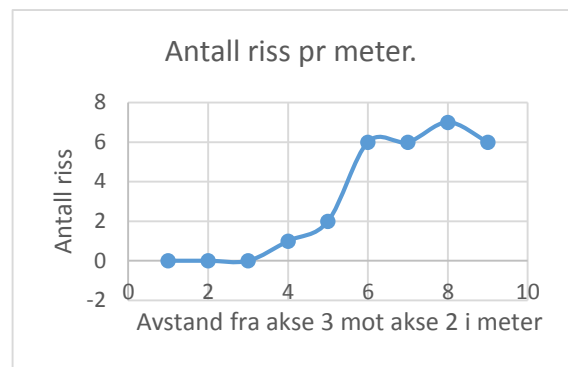


Figur 10.10 Viser plassering av alle riss i bjelken

10 Tilstand – verifikasjon av Nerlandsøybrua



Figur 10.11 Summert rissvidde pr. meter



Figur 10.12 Antall riss pr. meter

10.4 Overdekning

Overdekning ble målt med covermeter og manuelt etter at betongen ble meislet bort. Det ble brukt covermeter av typen profometer, levert av proceq. En kunne da få ut både plassering, overdekning og stangdiameter. Det eneste negative ved bruken av profometeret er at om armeringen ligger for tett, eller det er doble jern blir det feilsignal og en får ubrukelige måledata. Det er også viktig å ikke ha på seg noen forstyrrende elementer, dvs. metaller som forstyrrer målinger, som for eksempel ring eller klokke. Covermeterets nøyaktighet ble verifisert på en dummy før prøvetakning. Manuell måling ble gjort på de plassene hvor det ble gått inn for å se på armeringens tilstand. Det ble gjort ved å legge vater på overflaten og målt inn med tommestokk. Figur 10.13 og 10.14 viser utførelsen av måling.



Figur 10.13 Manuell måling Figur 10.14 Måling av overdekning med covermeter

Det ble målt overdekning på søyle i akse 3, 4 og 5 og på brubjelke mellom akse 2 og 3. Ved måling ble det stor spredning i data. På en og samme bøyte i søyle akse 3 varierer overdekningen langs jernet fra 29 mm til 37 mm. Det fremkommer av målinger på søyler at overdekningen varierer voldsomt fra søyle til søyle. I tabell 10.1 vises minste overdekning målt i de tre forskjellige søylene og brubjelke akse 2-3.

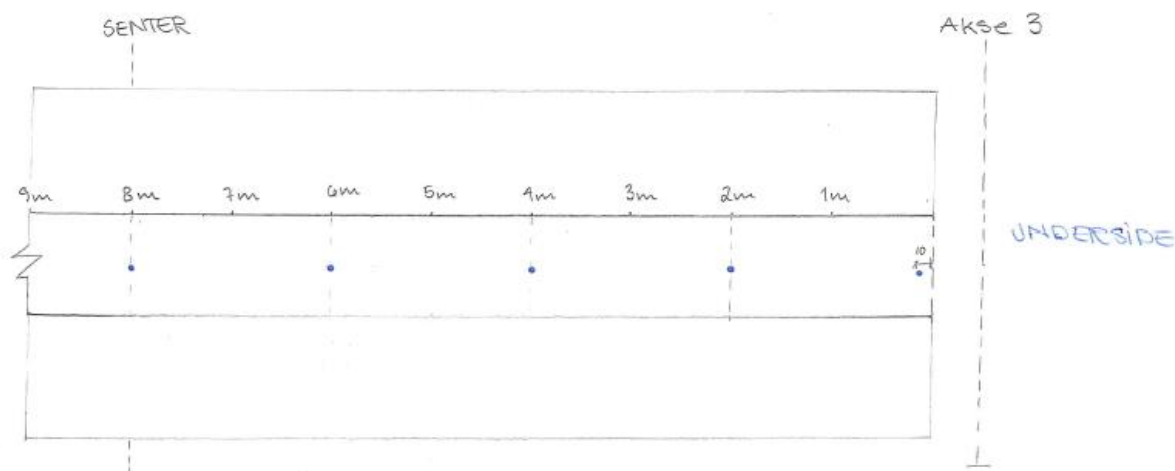
Tabell 10.1 Målte overdekninger

Minste overdekningsmål	Bøyte (mm)	Lengde armering (mm)
Akse 3, søyle	29	41
Akse 4, fundament	15	Ikke målbar, for tett
Akse 5, søyle	21	31
Brubjelke under	20	40
Brubjelke side	40	Ikke målbart

10.5 Kloridprøver utført av studentgruppe

10.5.1 Utførelse

Kloridprøver ble i hovedsak tatt i brubjelken. Prøvene ble tatt på to forskjellige dybder, 0 – 20 mm og 20 – 40 mm. Det ble tatt prøver for hver 2.meter på både lo (sør), le (vest) og under side av bjelken. På sidene ble prøven tatt 0,2 m fra underkant bjelke. Se figur 10.15 for prøve steder på underside.



Figur 10.15 Oversikt over prøvepunktene

10 Tilstand – verifikasjon av Nerlandsøybrua

Grunnen til så mange prøver var flere. Det ble gjort for å skaffe et godt bilde av kloridinnholdet i betongen. Det var et ønske om å se om det fantes sammenheng mellom kloridinnhold og oppsprekking av katodisk maling og riss. Det var også ønskelig å se om det var forskjell i kloridinnhold på lo, le og underside av bjelken.

Det ble også gjort noen enkeltmålinger rett inn i riss. Dette ble gjort for å se om kloridinnholdet er større i riss en der det ikke er riss. Når disse riss-klorid prøvene ble tatt ble det boret rett inn i bøylearmeringen på to av tre steder.

Prøvene ble for 0-20 mm ble boret ut med 12 mm murbor. For 20-40 mm ble det boret med 10 mm murbor. Støvsamler var festet til boreredskaperen og støvet ble samlet i poser med lukkefunksjon. Hullene ble behøvelig rengjort før neste dybde med blåsing og kosting. Prøvetrakten ble også rengjort for hver nye prøve. Se figur 10.16 for utførelse og 10.17 for rengjøring og dokumentering. Posene med støv ble merket med lengde fra akse 3, dybden den var tatt på og om det var på sør, vest eller under bjelken. Typisk prøve data var 2 M for avstand fra akse 3, U for under og 20 – 40 mm for dybden den ble tatt på.



Figur 10.16 Uttak av kloridprøve



Figur 10.17 Merking av kloridprøver og rengjøring av utstyr

10.5.2 Resultater fra Kloridprøver

Resultatene fra egne kloridmålinger sees i tabell 10.2. Prøve tallene er fargesatt ut i fra sannsynlighet for korrosjon.

- Grønn er minimal korrosjon
- Lyseblå er mulig korrosjon
- Lilla er sannsynlig korrosjon
- Rød er sikker korrosjon

Tabell 10.2 Kloridinnhold i betongen, % av betongvekt

Lengde fra akse 3 (m)	Side	Kloridinnhold, % av betongvekt	
		0-20 mm	20-40 mm
0	N	0,281	0,262
2	N	0,373	0,208
4	N	0,446	0,33
6	N	0,363	0,239
8	N	0,205	0,312
0	U	0,334	0,188
2	U	0,272	0,229
4	U	0,354	0,296
6	U	0,603	0,312
8	U	0,456	-
0	S	0,185	0,135
2	S	0,287	0,194
4	S	0,195	0,161
6	S	0,196	0,15
8	S	0,246	0,178

Det ble også tatt ut noen prøver i riss for å se om det var store forskjeller i kloridinnhold i riss kontra der hvor betongen var urisset.

Tabell 10.3 Kloridmålinger i riss

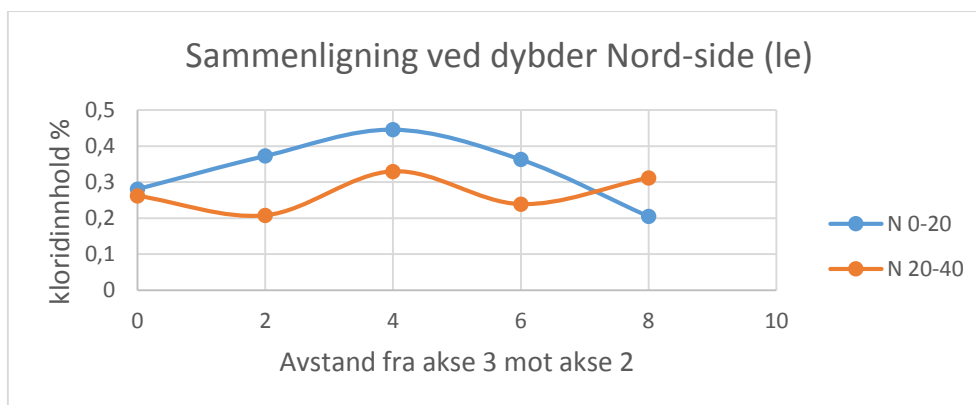
Plassering	Dybde	Kloridinnhold, % av betongvekt
5,59 m U	0-20 mm	1,255
7,30 m U	0-20 mm	0,321
7,30 m U	20-25 mm	0,284
8,07 m U	0-20 mm	0,573

10 Tilstand – verifikasjon av Nerlandsøybrua

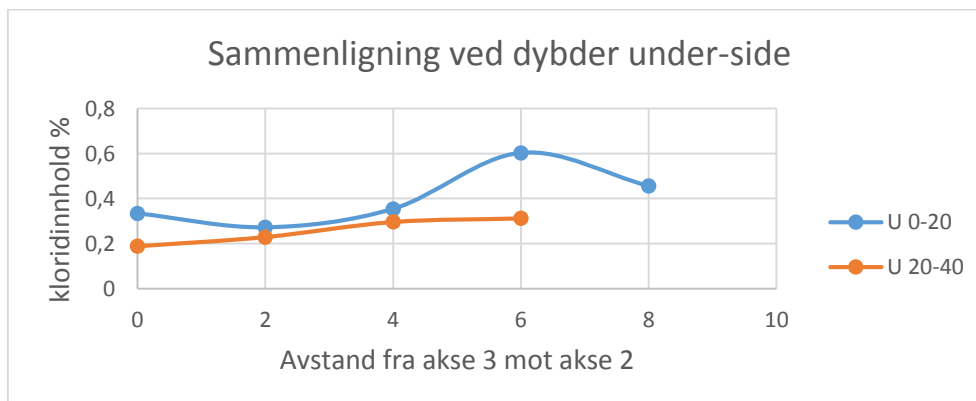
I ettertid har en vurdert resultatene og ment at det burde blitt tatt en dybde til i alle prøvene, 40 – 60 mm. Dette burdet vært gjort for å få kloridnivåer der hvor mesteparten av slakkarmeringen befinner seg.

Resultatene har uansett gitt oss et godt bilde over kloridnivået i betongen. I følge betongrehabiliteringsboken [11] grenseverdier for kloridinnhold vil det være sannsynlig korrosjon i mesteparten av konstruksjonens ytterste 40 mm, bare sør siden har lavere verdier som tilsier mulig korrosjon på dybde 20 – 40 mm.

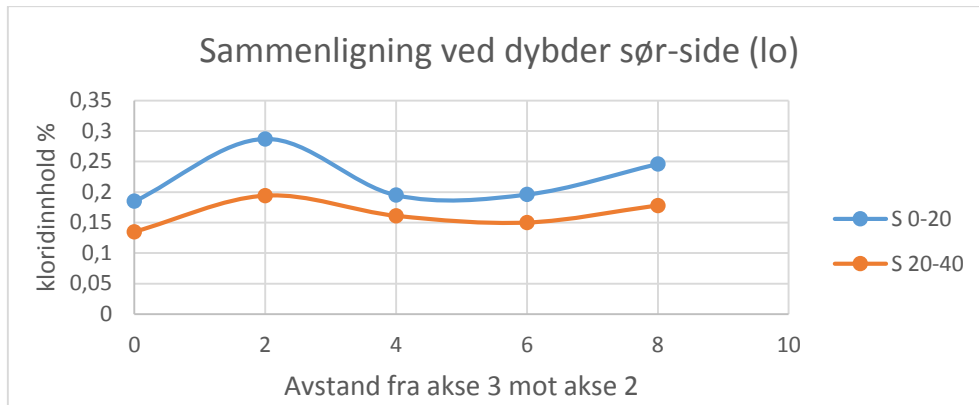
Ved tolkning av resultatet ser vi at det er forskjell mellom de to dybdene. Det er generelt sett større nivåer av klorider ved 0 – 20 mm enn ved 20 – 40 mm. Dette er helt normalt ut i fra teorien om at klorider trenger inn i betongen etter Ficks lov. Se kapittel 9.4.2. Figur 10.18-20 viser alle sidene og kloridinnhold for 0-20 mm og 20- 40 mm, en ser da at det bare er noen få unntak hvor kloridnivået er høyere ved større dybde. En ser også at det ikke er stor forskjell mellom dybdene. Dette kan ha oppstått på grunn av det katodiske anlegget, som vil etter påføring, trekke ut klorider fra betongen og utjevne kloridnivået.



Figur 10.18 Kloridnivå nord-side

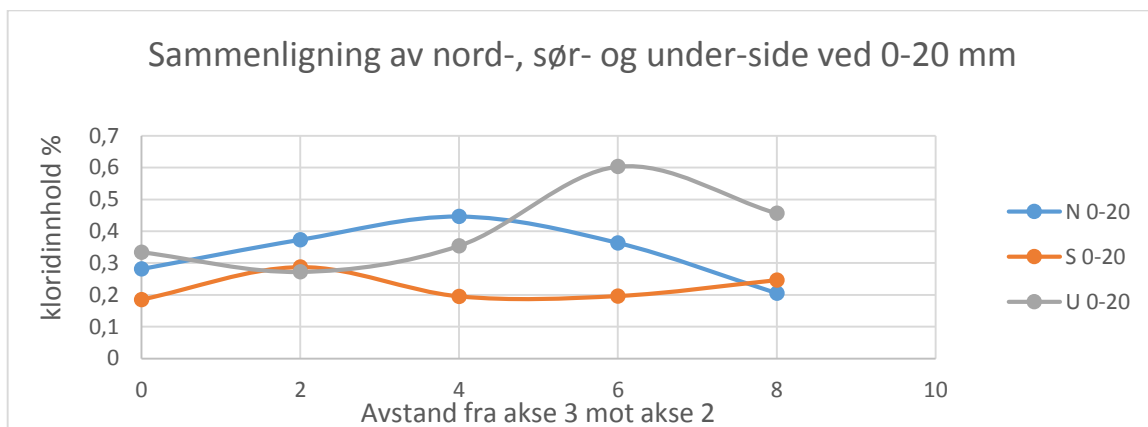


Figur 10.19 Kloridnivå under-side

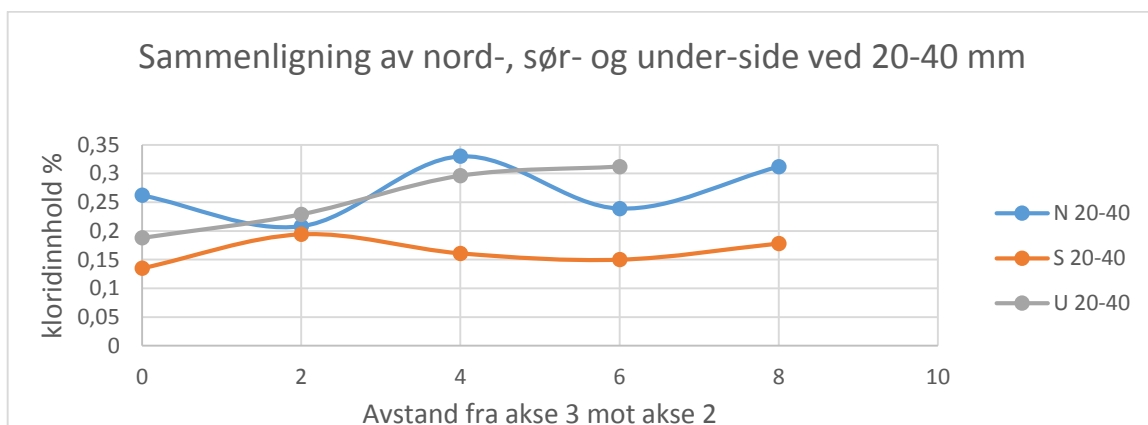


Figur 10.20 Kloridnivå sør-side

Ved sammenligning ser en også at kloridnivået er større på le- og underside enn på lo-siden. Se figur 10.21 og 10.22. Dette kan sees i sammenheng med at sørsiden (som er lo siden) regelmessig blir vasket ved samtidig virkning av vind og regn siden hoved vindretning står rett på her.



Figur 10.21 Sammenligning av kloridnivå ved 0-20 mm for alle sider



Figur 10.22 Sammenligning av kloridnivå ved 20-40 mm for alle sider

En kan også se en antydning ved målingene gjort på undersiden at kloridnivået øker mot midten for begge dybder, se figur 10.19. Dette er interessant sett i sammenheng med riss og brudd på det katodiske anlegget på grunn av oppsprekking. Det kan derfor antydes at det er en økning i kloridnivå på undersiden på grunn av riss og oppsprekking i det katodiske anlegget.

Målingene som ble gjort i riss viste at nivået er høyere her enn ved opprisset. Dette kan ha betydning for hastigheten av skademekanismene. Rissene følger ofte bøylearmering. Bøylene blir da utsatt for et høyere nivå av klorider tidligere og korrosjon skjer hurtigere.

10.6 Armeringens tilstand

For å sjekke den reelle tilstanden til armeringen ble det meislet bort betong slik at en fikk blottlagt armeringen og sett om det var korrosjonsprodukter tilstede. Det ble brukt håndholdt slagboremaskin og håndholdt meiselmaskin for å utføre arbeidet.

10.6.1 Armering i søyler

I søylen i akse 3 ble det meislet inn til bøylearmeringen ved ca. 1 meter over bakkenivå, her var det veldig hardt og arbeidet gikk tregt. Når en endelig kom inn til armeringen kunne det verifiseres at alt så bra ut og det var ingen korrosjonsprodukter i kontrollpunktet. Se figur 10.21.



Figur 10.23 bøylearmering i akse 3

Ved meisling i akse 4 der hvor skader hadde blitt observert ved visuell kontroll ble armeringen blottlagt på to steder (se figur 10.23) og vi kunne tydelig se at det var mye korrosjonsprodukter. Korrosjonsproduktene ble pusset bort og vi fikk se hvor mye som var igjen av bøylearmeringen. En ser på figur 10.24 at tverrsnittet er nesten helt avrustet. Dette er typisk groptæring. Men det er bare bøylene i fundamentet og har ingen stor konstruktiv funksjon.



Figur 10.24
Armeringskorrosjon på
bøyle i fundament



Figur 10.25 Frem meislet armering i akse 4

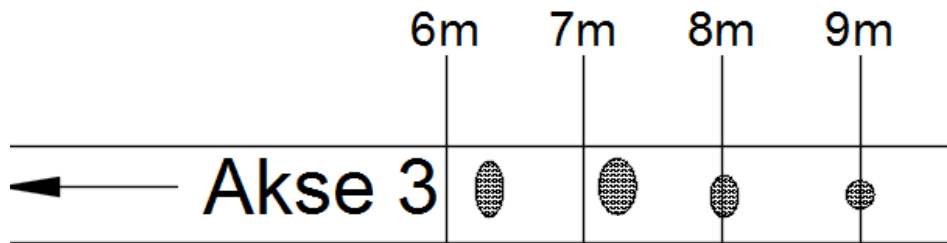
I steinreiret i akse 5 ble det banket med hammer og en fikk raskt blottlagt lengdearmeringen på stedet. Her var det mye korrosjonsprodukter og vi fortsatte med meisel for å få blottlagt litt mer og pusset bort korrosjonsproduktene. På figur 10.26 vises armeringen før og etter pussing. Det opprinnelige jernet var 20 mm i diameter. Etter pussing ble diameteren målt til 19,6 mm.



Figur 10.26 Armering i steinreir akse 5, før og etter pussing av korrosjonsprodukt

10.6.2 Armering i bjelke

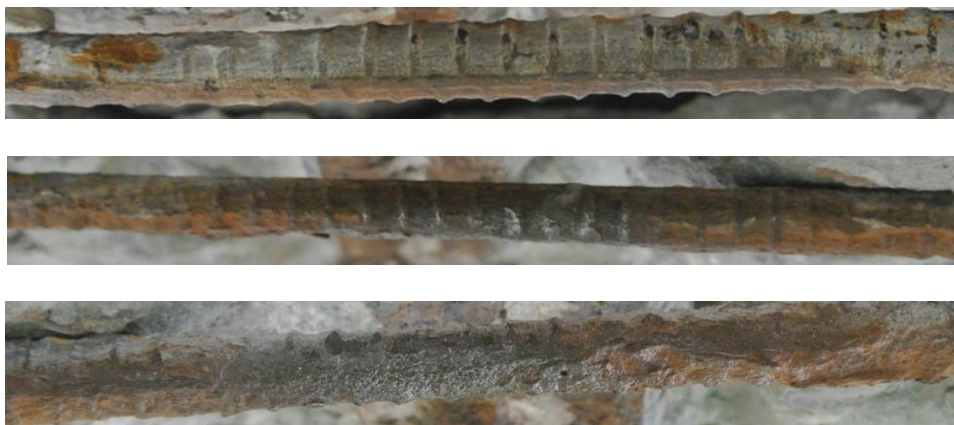
Det ble i bjelken meislet og blottlagt armering på 4 områder, henholdsvis 6.4, 7.2, 8 og 9 meter vist på figur 10.27. Og bøylearmeringen ble blottlagt ved 1 meter fra opplegg. Etter å ha blottlagt armeringen i disse punktene får en undersøkt den reelle situasjonen.



Figur 10.27 Punktene armeringen ble blottlagt

10.6.2.1 Bøylarmering

Bøylearmeringen har mye korrosjonsprodukter i overflaten på alle områdene som ble undersøkt i underkant. Ved pussing ble verste reduksjon målt til å være fra 10 mm til 9,5 mm i diameter i de områdene det ble blottlagt. De områder hvor armeringen er blottlagt fra før er nok mye større skader på. Men siden vi skal bruke data fra undersøkelser i felt akse 2-3 til å vurdere tilstanden i hovedspennene, fra akse 9-12, er det ikke sammenlignbart å se områder som allerede er blottlagt siden det ikke er noen områder fra akse 9 til 12 som er blottlagt. Under i figur 10.28 vises noen av bøylene, de varierer i forhold til korrosjonsgrad. Fra 0 til 0,5 mm reduksjon av diameter.



Figur 10.28 Bøylearmeringen i underkant av bjelken.

Bøylene som ble undersøkt inn mot opplegg på le siden hadde ingen korrosjonsprodukter på overflaten. Bøylene 1 meter fra opplegg i akse 3 vises i figur 10.29. Betongen i området var hard og ingen tegn til avskaling.



Figur 10.29 Bøylearmering på Nord-side 1 meter fra opplegg.

10.6.2.2 Lengde armering

Lengdearmeringen ligger med en vertikal avstand på 10 mm fra bøylene. Se figur 10.30



Figur 10.30 Avstand fra bøylearmering til lengdearmering

Lengdearmeringen som kom til syne etter blottlegging, hadde en del korrosjonsprodukter på overflaten i underkant der hvor det tidligere hadde påvist bom. Der hvor det ikke hadde blitt påvist bom var det ingen antydning til korrosjon. Dette vises i punktet ved 9 meter som ble blottlagt. Her var det ingen bom og hardt og vanskelig å få frem armeringen. Når den til slutt kom til syne var det ingen korrosjonsprodukter å se på verken bøylearmering eller lengdearmeringen. Se figur 10.31



Figur 10.31 Lengdearmringing og bøyle i felt 9 m fra akse 3

Når det ble meislet inn på sidene av lengdearmeringen for å måle diameter er armeringen helt uskadd. Den ser veldig korrodert ut i først øyekast, men når den måles etter rengjøring har den ikke mistet noe tverrsnitt som er målbart med skyvelæret. På figur 10.32 vises det tydelig at lengdearmeringen har overflate korrosjon på undersiden og ikke på siden.

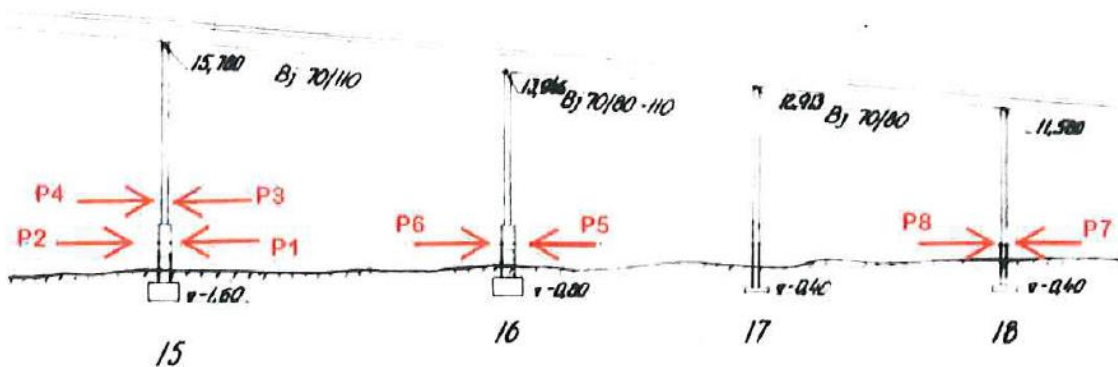


Figur 10.32 Korrosjonsprodukt på underside av lengdearmringing

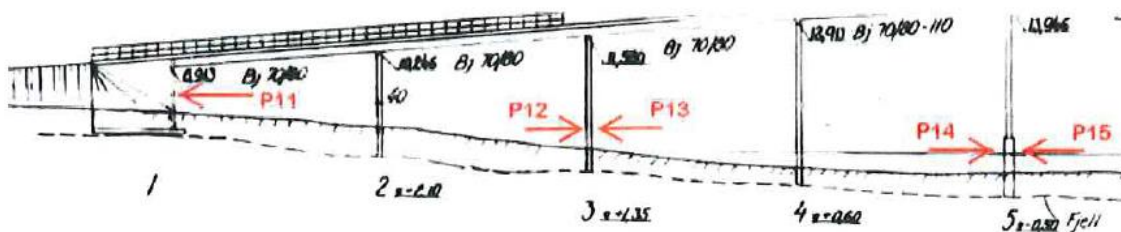
Når betongen ble fjernet løsnet den ofte lett frem til vi så undersiden av lengdearmeringen der hvor det var bom. Når en videre meislet bort på sidene av lengdearmeringen var der hardt og ingen korrosjonsprodukter. Armeringsjernene er altså bare korrodert i overflaten på siden som er vendt ned. Det ble kun sjekket det nederste laget av lengdearmeringen.

10.7 Målinger og data fra Rambøll's spesialinspeksjon.

Ved spesialinspeksjonen utført av Rambøll ble det utført mange materialundersøkelser i tillegg til visuell inspeksjon. Måling av betongoverdekning, karbonatiseringsdybde og kloridinnhold ble utført på 27 forskjellige prøvesteder. Kloridprøvene ble gjort med RCT-metoden. Denne metoden kan gi avvikende resultater fra det faktiske kloridinnholdet som kan påvises med mer nøyaktige metoder i lab [25]. Disse prøvene ble gjort på landkar og søyler i akse 1, 3, 5, 15, 16 og 18, på bruoverbygningen i hovedspennet mellom akse 10 og 11 og ved akse 3 + 1 meter. Se Figur 10.33-37.



Figur 10.33 Plassering av prøver i akse 15-18, P1 – P8

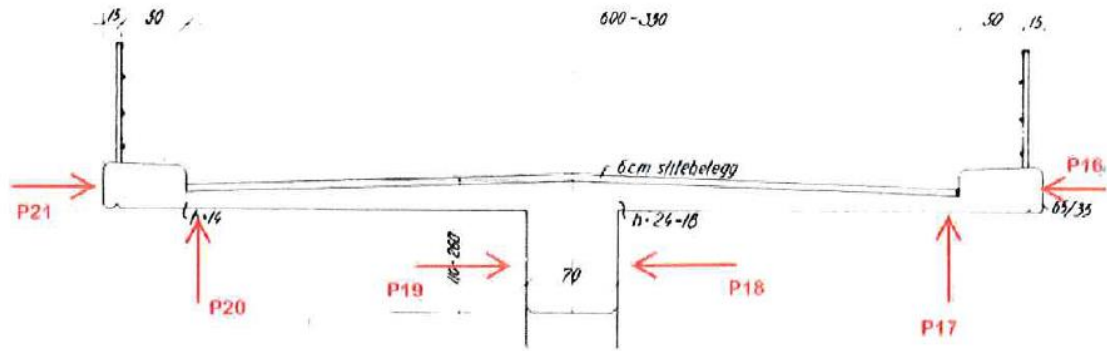


Figur 10.34 Plassering av prøver i akse 1-5, P10 og P12 – P15

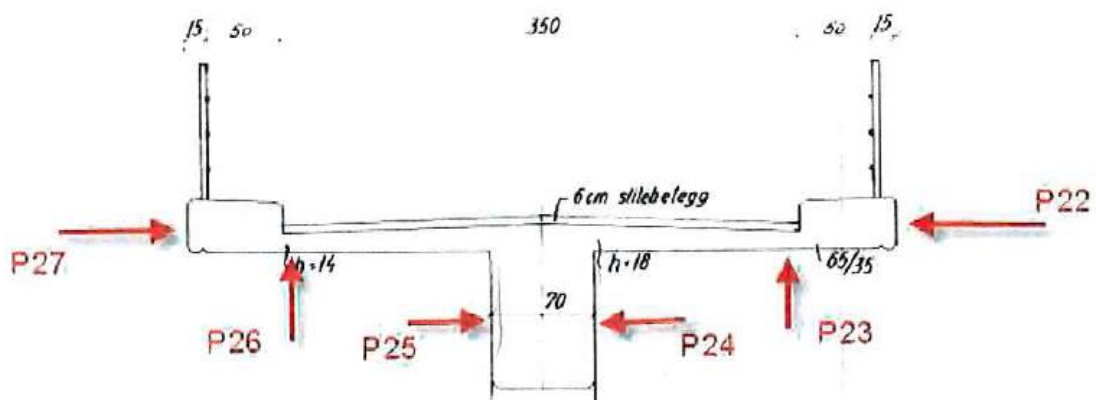


Figur 10.35 Plassering av prøver i landkar, P9 og P11

10 Tilstand – verifikasjon av Nerlandsøybrua



Figur 10.36 Plassering av prøver i overbygningen i midtfelt, P16 – P21 [26]



Figur 10.37 Plassering av prøver i overbygning akse 3+1 m, P22 – P27 [26]

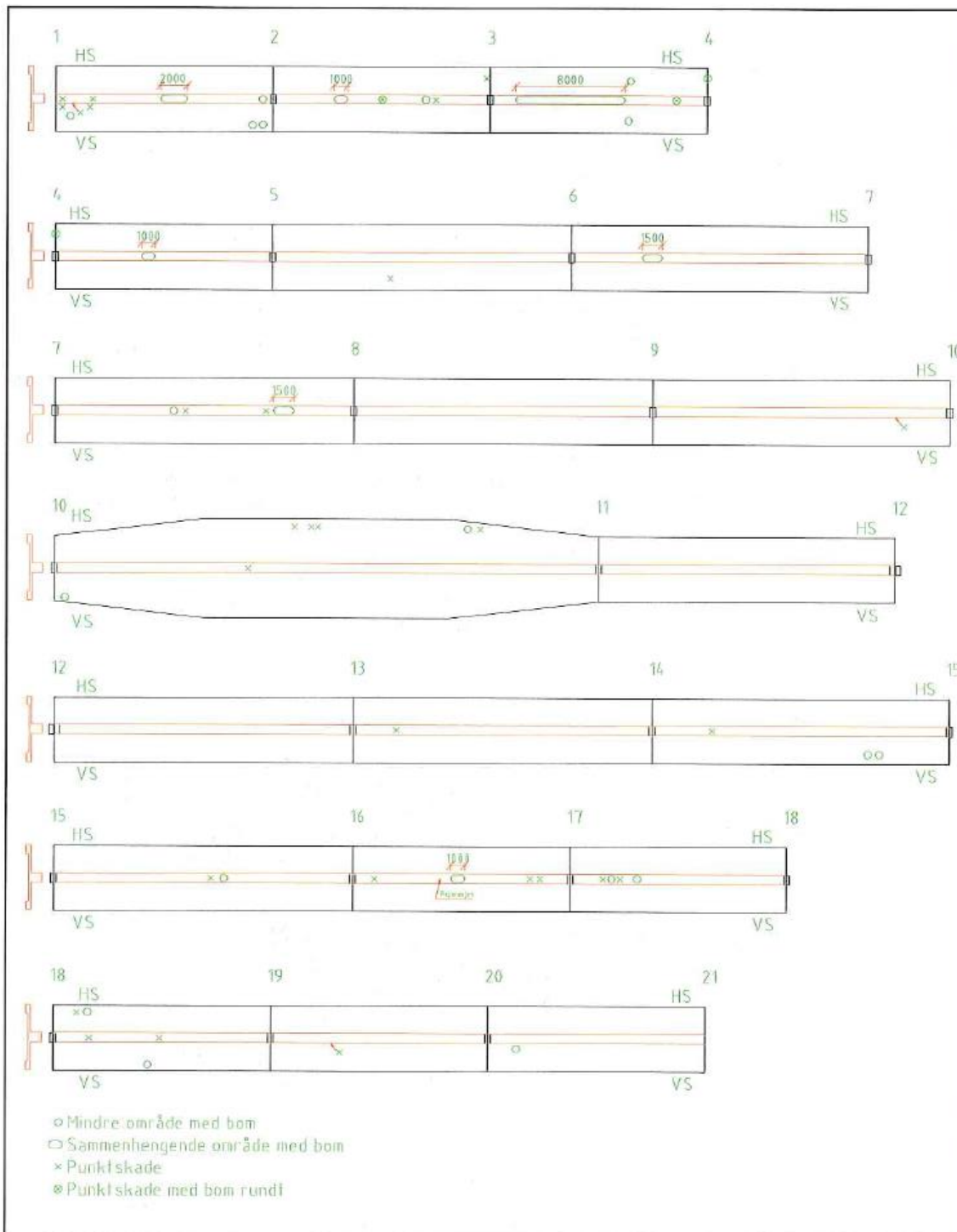
Resultatene fra materialprøvene er sammenstilt i tabell 10.4 som er hentet fra Rambølls rapport. Kloridinnholdet er fremstilt med fargekoder som angir korrosjonsfaren, grønt angir liten korrosjonsfare, blått angir mulig korrosjonsfare, mens rødt angir sannsynlig klorid initiert korrosjonsfare. En ser at det er i hovedsak i søylene ved skvalpesonen som har høyt innhold av klorider. Bruoverbygningen har i hovedspennet svært lite innhold av klorider og går under kategorien liten korrosjonsfare for de dybder en finner lengdearmring og spennarmring.

Tabell 10.4 Resultater fra Rambølls materialprøver [26]

Prøve nr.	Lokalisering	Armerings- overdekn. Dybde [mm] minimum	Karbona- tisering Dybde [mm]	Kloridinnhold %CL/BET			
				Dybde [mm]			
				0-10	10-20	20-40	40-60
P1	Fundament akse 15, side mot A16, i skvalpesonen	56	0	0,917	0,743	0,556	0,405
P2	Fundament akse 15, side mot A14, i skvalpesonen	52	0	1,549	0,908	0,792	0,444
P3	Pilar akse 15, side mot A16, 0,5m over fund.	45	0	0,242	0,153	0,067	0,037
P4	Pilar akse 15, side mot A14, 0,5m over fund.	31	0	0,185	0,204	0,126	0,055
P5	Pilar akse 17, side mot A18, 0,5m over fund.	31	0	0,263	0,238	0,248	0,161
P6	Pilar akse 17, side mot A16, 0,5m over fund.	36	0	0,336	0,219	0,129	0,055
P7	Pilar akse 19, side mot A20, 0,5m over fund.	39	0	0,132	0,100	0,021	0,003
P8	Pilar akse 17, side mot A18, 0,5m over fund.	38	0	0,139	0,126	0,058	0,006
P9	Landkar akse 1, venstre sidevegg landkar	36	0	0,075	0,036	0,010	0,002
P10	Landkar akse 1, frontvegg landkar	20	4	0,015	0,072	0,062	0,018
P11	Landkar akse 1, høyre sidevegg landkar	40	0	0,077	0,058	0,021	0,004
P12	Pilar akse 3, side mot A2, 1,5m over bakke	30	0	0,094	0,089	0,039	0,009
P13	Pilar akse 3, side mot A4, 1,5m over bakke	26	0	0,089	0,064	0,034	0,014
P14	Fundament akse 5, side mot A4, i skvalpesonen	46	0	0,139	0,125	0,113	0,087
P15	Fundament akse 5, side mot A6, i skvalpesonen	31	0	0,284	0,334	0,267	0,229
P16	Plate akse 10-11, feltmidte, høyre platekant	22	0	0,229	0,020	0,044	0,001
P17	Plate akse 10-11, feltmidte, uk.plate, høyre side	25	0	0,212	0,150	0,225	0,184
P18	Plate akse 10-11, feltmidte, høyre sidekant	20	1	0,135	0,121	0,112	0,055
P19	Plate akse 10-11, feltmidte, venstre side	31	0	0,132	0,094	0,044	0,019
P20	Plate akse 10-11, feltmidte, uk.plate, venstre side	23	0	0,057	0,071	0,061	0,035
P21	Plate akse 10-11, feltmidte, venstre platekant	17	0	0,169	0,154	0,069	0,036
P22	Akse 3 +1 m, høyre platekant	20	0	0,260	0,170	0,112	0,064
P23	Akse 3 +1 m, uk.plate, høyre side	26	2	0,247	0,214	0,205	0,173
P24	Akse 3 +1 m, høyre sidekant bjelke	43	1	0,302	0,259	0,188	0,094
P25	Akse 3 +1 m, venstre sidekant bjelke	35	0	0,183	0,125	0,096	0,019
P26	Akse 3 +1 m, uk.plate venstre side	27	0	0,176	0,196	0,155	0,093
P27	Akse 3 +1 m, venstre platekant	20	0	0,185	0,184	0,147	0,061

10 Tilstand – verifikasjon av Nerlandsøybrua

Fra feltundersøkelser gjort under brua har Rambøll utarbeidet en oversikt over delamineringsområder under bjelken. Resultatene og områdene fra denne undersøkelsen sees i figur 10.38, figuren viser at det er dokumentert bom områder i sidespennene og ingen bom områder i hovedspennet med tilstøtende sider.



Figur 10.38 Feltundersøkelse gjort av Rambøll [26]

10.8 Vurdering av skader.

Når skadeomfanget skal vurderes, og det skal dannes et bilde av dagens tilstand, vurderes dette ut i fra de observasjoner og målinger av kloridnivåer som er blitt gjort på søyler og brubjelke. Karbonatiseringsdybden som er funnet av Rambøll er så liten at den tas det ingen videre hensyn til.

10.8.1 Søyler og fundamenter

Skadeomfanget på søylene er svært lite. De to skadde områdene som ble funnet i akse 4 og 5 er ikke gjennomgående for konstruksjonen. Skaden som ser verst ut ved første øyekast er den i akse 4 hvor bøyene i fundamentet er utsatt for groptæring.

10.8.1.1 Rustutslag ved bunn i fundamenter

Rustutslag som er observert på nesten alle fundamenter i sjø antas å stamme fra såkalte bånd som er stål de brukte for å holde forskaling sammen under utstøpning. Disse båndene blir ikke fjernet. Det har antageligvis bare vært nødvendig med slike bånd langt nede på konstruksjonen. Dette er en skade som ikke gir noe reduksjon av kapasitet fordi de i utgangspunktet ikke er ment til å ta andre krefter enn å holde forskalingen sammen under utstøpning. Korrosjonsproduktet sprenger heller ikke innvendig fordi det er fritt til å gå ut av betongen fordi båndet er gjennomgående og stikker ut på sidene.

10.8.1.2 Akse 4 - groptæring

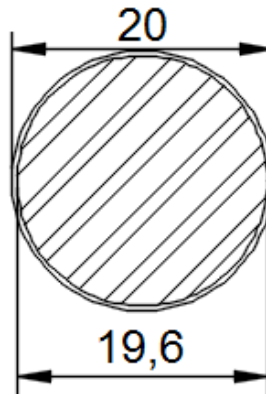
Hovedgrunnen for denne skaden er nok veldig lite overdekning på stedet, bare 15 mm. Skaden er oppstått i skvalpesonen. En hypotese er at gjentagende vasking med bølgeskulp med innhold av sand og småstein har vasket bort overflatebelegg og tært på betongen. Når det da ikke har vært katodisk beskyttet lengre har kloridene fått trenge inn og skapt korrosjon. Med så lite overdekning sprenges betongen av og man får armering som er helt blottlagt. Når det er sagt har denne skaden liten konstruksjonsmessig innvirkning. Det er kun bøylearmeringen til fundamentet som er skadet. Delene som virkelig tar opp krefter som er betongen og søylens lengdearmring antas ikke skadet. Lengdearmeringen antas ikke skadet fordi den ligger lengre inn i søylen. Betongen er skadd i overflaten, men det gjenstående arealet som ikke er skadd, er så stort at de antas at skaden foreløpig ikke gir konsekvenser for bære evnen.

10.8.1.3 Akse 5 – steinreir

Grunnen til at denne skaden har oppstått er nok helt tilbake til utførelsen av utstøpning av brua. Steinreir oppstår på grunn av separasjon i betongen. Dette kan komme av at betongen slippes fra for stor høyde ned i formen og av for lite vibrering av betong ved utstøpning. En

10 Tilstand – verifikasjon av Nerlandsøybrua

får da oppsamling av tilslag og lite sementpasta på en og samme plass. Dette gir dårlig heft mellom tilslaget, åpenrom og sprekker inn til armeringen. Dette har ført til at lengdearmeringen har blitt redusert på området i hele overflaten. Fra 20 mm i diameter til 19,6 mm i diameter, se figur 10.39.



Figur 10.39 Redusert av tverrsnitt grunnet korrosjon i steinreir

Om en antar at dette har skjedd langs hele den ytterste raden (5 jern) av lengdearmering på stedet og videre antar at armeringsjernene som ligger lenger inn i betongen ikke er skadd, gir dette en reduksjon på opp mot 1 % av strekk kapasiteten i en moment beregning om y -aksen. Se beregning lenger ned på siden. Dette er ikke mye men dog noe å ta med seg videre ved beregning av skadd bru.

- A.r = armerings reduksjon

$$A.r = \pi * (10^2 - 9,8^2) = 12,44 \text{ mm}^2$$

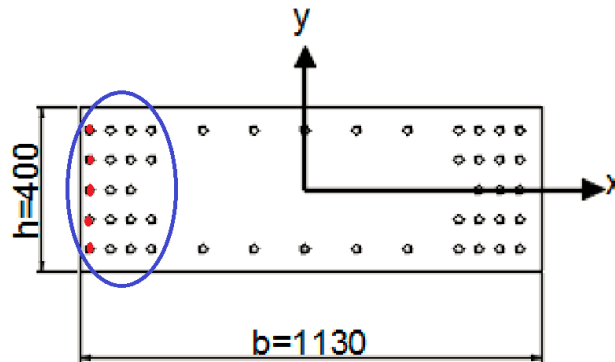
- A.pr = prosent reduksjon pr. armeringsstang

$$A.pr = \frac{12,44 \text{ mm}^2}{314,2 \text{ mm}^2} = 4 \%$$

- As' = totalt tap for all armering i strekk ved moment om sterk akse (y-akse)

$$As' = \frac{5 * (\pi * 10^2 - (\pi * 10^2 - \pi * 9,8^2)) * 100\%}{19} = 1\%$$

Figur 10.40 viser hvilke jern som antas med i strekk for momentkapasiteten og hvilke jern som er antatt korrodert. Ringet rundt de jernene som er med og de jernene som er påvirket av korrosjon er markert med rød farge.



Figur 10.40 Korrosjonsskadde armeringsjern

10.8.1.4 Kloridmålinger på søyler

Fra Rambøll's målinger fremkommer det at fundament i akse 15 har stor sannsynlighet for korrosjon fremkalt av klorider. Fundamentene som står i skvalpesonen har godt med overdekning inn til bærende armering, siden det ikke er fremkommet noen visuelle skader som kunne kommet av korrosjon på bøylearmeringen til fundamentet antas det derfor at det ikke finnes noen skader i akse 15 som skal kunne minke den konstruktive bæreevnen.

10.8.2 Brubjelke

Riss skadene i brubjelken kommer fra belastning. Dette er tydelig fordi rissene oppstår hyppigere mot midten og er fraværende inn mot opplegg. Dette kan sees i sammenheng med hvordan momentforløpet er i bjelken. Bom skader antas at har oppstått grunnet klorid inntrengingen som har skapt rust på både bøyer og lengdearmoring i underkant av bjelken. Bøylearmeringen sitter forholdsvis tett hele veien (cc 125 mm) og antas derfor å være en bidragsyter til bom og avskaling. Betongen mister heften sin og det skapes trykk innefra fra korrosjonsproduktene. Som igjen fører til hulrom i betongen mellom overdekning og ytterste armeringslag. Avskalingen som har skjedd på noen plasser kommer fra tidligere bom skader hvor betongen til slutt har løsnet helt på grunn av vibrasjoner i konstruksjonen. Det er stor forskjell på skadene som er oppstått der hvor bom er påvist, kontra der hvor betongen er intakt. Dette skyldes nok at bom områdene er anoder og der hvor betongen er hard er det katoder.

Skaden som har oppstått i brubjelken har ført til at lengdearmeringen nederst i tverrsnittet har korrodert i underkant. Det anslås at ca. $\frac{1}{4}$ av overflaten (underkant) har korrodert med 1 mm. Dette fører til at hver av lengdearmeringen som antas utsatt for korrosjon mister ca. 1,2% av tverrsnittsarealet. Utregningen for tap av totalt strekkarmerings tverrsnitt:

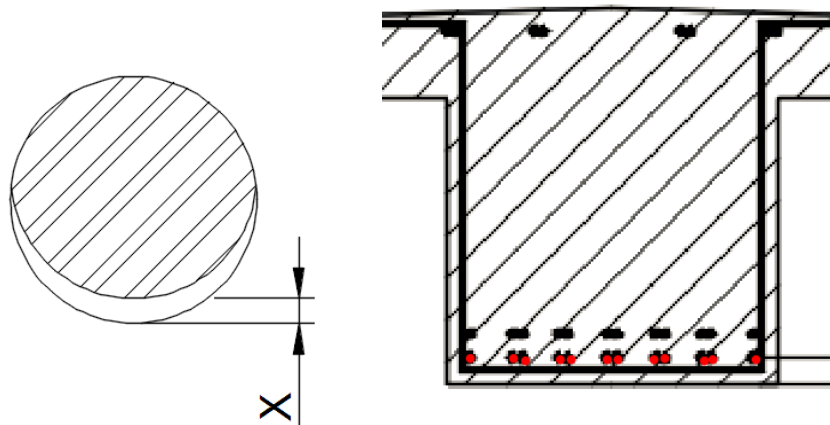
- As' = Resterende areal for korrodert armering
- As = Armeringens tverrsnittsareal
- P.t = Areal tapt i prosent

$$As' = \pi * 10^2 - \frac{1}{4}(\pi * 10^2 - \pi * 9,8^2) = 311 \text{ mm}^2$$

$$As = \pi * 10^2 = 314 \text{ mm}^2$$

$$P.t = \frac{12 * (As - As')}{24 * As} = 0,5 \%$$

Figur 10.41 viser hva som antas korrodert og hvor jernene som antas korrodert er plassert, X antas å være 1 mm. Antagelsen på 1 mm korrosjon på alle jern i underkant er i overkant mye, men da er en på sikker side i forhold til å beregne ny kapasitet. Når dette da kun gir en reduksjon i armeringsarealet i strekk på 0,5 % er det ok og anta dette for bruas tilstand.



Figur 10.41 Korrosjon på lengdearmering, og hvilke jern som er utsatt

Bøylearmeringen er kun skadet i underkant. Bøylearmeringen er viktig i forhold til skjær- og tosjonskapasitet. Det er den vertikale delen av bøylen som bidrar til skjærkapasiteten. For tosjonskapasiteten er hele bøyla viktig. Ut fra kloridprøvene som ble gjort er det mulig korrosjon på skjærarmeringen på sørlig side og sansynlig korrosjon på nordlig side.

Undersøkelsen som ble gjort ga resultater som tilsier at skjærarmeringen er fullt inntakt og uskadd på sidene. Dette kan komme av at en muligens traff et katodisk området. En har likevel antatt videre full kapasitet på skjærarmeringen. Dette fordi det ikke ble funnet noen bområder ved banking på sidene. Betragtninger rundt dette har ført til at en antar at det ikke er oppstått noen armeringskorrosjon på den vertikale delen av bøyene enda.

10.8.3 Bruplate

Ut i fra kloridnivået målt for bruplate av Rambøll, som er så vidt over grensen til mulig korrosjon i hovedfeltet, antas det at korrosjon som gir reduksjon av kapasitet ikke har oppstått enda. For å være på sikker side antas det likevel en reduksjon på 1% av armeringstverrsnittet i bruplatten.

10.9 Videre bruk av data – hovedspennets tilstand

For videre bruk av data blir det antatt samme korrosjonsgrad i hovedspennet på det ytterste laget i underkant på langsgående armering. Dette blir gjort fordi reduksjonen var veldig liten. Det er ikke dokumentert noen form for delaminering i hovedspennet ved undersøkelsen i 2011 av Rambøll, i realiteten burde det nok derfor antas mindre skader i hovedspennet fordi det antageligvis er bedre. Det ligger høyere over havet og derfor er antageligvis ikke brubjelken i hovedspennet like utsatt for luftbårne klorider fra sjø som det spennet i akse 2-3 er, selv om dette står på land.

Spennarmeringen antas uberørt av korrosjon fordi de ligger lengre inn i tverrsnittet og er godt beskyttet med betongoverdekning og injiserte trekkør.

For søylene blir det vurdert slik at det vil være i overkant å anta at alle søylene skulle være like skadd som søylen i akse 5. Dette fordi at det kun er i akse 5 at det er oppdaget steinreir. Korrosjon på armeringen i steinreiret hadde forårsaket en reduksjon på 4 % av tverrsnittsarealet for ytterste lag av lengdearmering i akse 5. For å ta høyde for at dette kan ha skjedd noen andre steder på søylene i akse 9 til 12 reduserer vi ytterste armeringslag på søylens kortsider med 2 % for dagens tilstand på alle søyler i hele brua. Dette burde være mer enn tilstrekkelig fordi det er liten sannsynlighet for steinreir i mer enn halvparten av søylene. En tar da høyde for at det kan være litt korrosjon andre steder også. Reduksjonen for dagens tilstand til det ytterste armeringslaget i de forskjellige konstruksjonsdelene kan leses av i tabell 10.5.

Tabell 10.5 Antatt korrosjonsskade på Nerlandsøybrua

Konstruksjonsdel/armering	Reduksj
Bruoverbygning	
Lengdearmering bjelke	1 %
Skjærarmering bjelke (bøyle)	0 %
Torsjon hovedspenn (bøyle)	0 %
Spennarmering bjelke	0 %
Bruplate, sekundærbæring	1%
Søyer	
Bøylearmering	0,5 %
Lengdearmering søylebunn	2 %

11 Sammenligning av resultater

Det har blitt gjort to masteroppgaver og utarbeidet to rapporter fra Rambøll angående styrkeberegning på Nerlandsøybrua, slik at det er muligheter for å sammenligne resultatene som er blitt utarbeidet med eksisterende resultater. Masteroppgave 2014[9], Rambølls rapport fra 2011 [27] og Rambølls rapport fra 2014 [28] er sammenlignbare med det som er blitt beregnet i denne oppgaven. Alle tre har brukt NovaFrame som analyseprogram, men noen forskjeller i modellering er det, alle tre har modellert ledd inn i overbygningen i akse 12 og fastlager i landkar i akse 1 og glidelager i akse 21. Denne oppgaven har modellert fastlager i begge landkar i akse 1 og 21 og konstruksjonen er delt i to ved en fuge i akse 12. Utfallet fra dimensjonerende laster bli omentrent likt, men noen forskjeller vil det bli. Masteroppgaven fra 2014 har beregnet overbygningen og en søyle som er i akse 9 [9]. Rambølls rapport fra 2011[27] tar for seg hovedspennet og Rambølls rapport fra 2014[28] tar for seg 16 m, 22 m og 40 m spennene i overbygningen med søyle i akse 11, 12 og 13. Det blir i hovedsak fokusert på det spennarmerte delen av konstruksjonen i dette kapittelet, det blir sammenlignet resultater som er gjort fra før og de som er blitt beregnet under denne oppgaven.

11.1 Momentkapasitet av bjelke

Det er hentet ut kapasiteter fra rapportene fra Rambøll og masteroppgave 2014 som vises i tabell 11.1 – 11.6 og 11.8.

Tabell 11.1: Sammenligning av momentkapasiteter i felt.

Akse	Denne oppgaven [kNm]	Masteroppgave 2014 [kNm]	Rambøll 2011 [kNm]	Rambøll 2014 [kNm]
5-9 & 12-16	3474	3331	-	-
9-10 & 11-12	2745	3253	-	-
10-11	8646	8105	8616	8455

Det er noen differanser i kapasiteter ved sammenligning, Rambølls utregninger vises ikke i rapporten så det blir litt vanskelig å se hva som er blitt gjort annerledes.

I akse 9-10 ligger våre beregninger lavere enn det som ble beregnet i masteroppgave 2014[9], noe som er merkelig da deres høyde på bjelken er mye lavere, 1050 mm kontra 1640 mm som er gjennomsnittshøyden.

I hovedspennet er det blitt beregnet noe større kapasitet enn masteroppgave 2014, og Rambølls rapporter. I Rambølls rapport fra 2011 er kapasiteten veldig lik, forskjellen mellom

11 Sammenligning av resultater

Rambøll og denne oppgaven er bare 30 kNm, mens differansen mellom masteroppgave 2014 og denne oppgaven er på over 500 kNm noe som kommer av mindre høyde på bjelken og litt forskjell i indre momentarm grunnet ulik trykksonehøyde.

Tabell 11.2 Sammenligning av momentkapasiteter over støtte

Akse	Denne oppgave [kNm]	Masteroppgave 2014 [kNm]	Rambøll 2011 [kNm]	Rambøll 2014 [kNm]
5-8	-4401	-4171	-	-
9	-4273	-3179	-	-
10 & 11	-22225	-23160	-	-

Rapportene fra Rambøll viser ikke kapasitetene over støtte i noen akser. Derfor blir sammenligningen kun mot masteroppgave 2014. Det ser ut til at momentkapasiteten over støtte i akse 5-8 er rimelig like, differansen kommer av høyden på bjelken og trykksonehøyden.

I akse 9 er ikke armerings mengdene lik, tegning 151-26 viser at det er 15 og 43 \emptyset 20 i henholdsvis trykk og strekkarmeringen og ikke 19 og 31 \emptyset 20 som det ble brukt i master 2014, dermed er kapasiteten større.

Over søylene i akse 10 og 11 er momentkapasiteten noe mindre i forhold til masteroppgaven 2014, trykksonehøyden er beregnet i forhold til aksial likevekt og denne ble mindre og dermed blir også momentkapasiteten mindre.

Totalt sett er resultatene ganske like og dermed kan en verifisere at størrelsene er tilnærmet riktig.

11.2 Skjærkapasitet til bjelke

Når det gjelder skjærkapasitet er det blitt utført beregninger under masteroppgaven 2014 og Rambølls rapport anno 2014. Det er disse det blir sammenlignet med under dette delkapittelet, alle er utført etter forenklet metode og vises i tabell 11.3.

Tabell 11.3 Sammenligning av skjærkapasitet (skjærstrekk)

Akse	Denne oppgave[kN]	Masteroppgave 2014[kN]	Rambøll 2014[kN]
1-4	1175	1259	1091
5-8	1484	2531	1499
9	1491	1165	-
10 & 11	3113	2021	2157

Differansen i akse 1-4 er cirka pluss minus 100 kN i forhold til master 2014 og Rambølls rapport anno 2014. Når det gjelder masteroppgaven 2014, er det blitt brukt formel en fra punkt 12.3.2.4 i NS 3473[1]:

$$Vsd = \frac{fsd * Asv}{s} * z(1 + cota)sin\alpha$$

For lengdearmeringen som er bøyd opp, denne gjelder hvis det er bøyer med samme senteravstand, når det kommer til lengdearmeringen er det kun de jernene som krysser i en avstand d fra opplegg som skal være med og det bør brukes formel to fra punkt 12.3.2.4 i NS 3473[1]:

$$Vsd = \Sigma(fs d * Asv * sin\alpha)$$

Ved bruk av siste formel blir bidraget fra oppbøyd lengdearmering halvert i forhold til å bruke formel en under punkt 12.3.2.4 i NS 3473. Dette utgjør differansen mellom master 2014-2015. Differansen mellom denne oppgaven og Rambølls rapport 2014[28] er i hovedsak større effektiv tverrsnittshøyde d.

Ved akse 5-8 er denne oppgavens resultat nesten lik Rambølls, men ved sammenligning mot master 2014 er denne over 1000 kN større enn det som er blitt beregnet i denne oppgaven.

I hovedsak skyldes det at senteravstanden er halvert i forhold til den faktisk er, se tegning 151-22a i vedlegg A og vedlegg F i masteroppgave 2014[9].

I den niende aksene kan en bare sammenligne med masteroppgave 2014, her er det veldig liten forskjell. Differansen kommer av at det er tatt med to stk Ø20 av lengdearmeringen som er bøyd opp ved opplegg, se tegning 151-26 i vedlegg A.

Skjærkapasiteten er lik for akse 10 og 11, både i Rambøll rapport anno 2014 og masteroppgave 2014 er det tatt med enkle bøyer ved opplegg, men ifølge tegning 151-25 i vedlegg A står det beskrevet doble bøyer som er buntet sammen. Det er dette som utgjør største delen av differansen.

Kapasitetene ser ut til å være i riktig størrelsesorden, etter gjennomgang av beregninger som Rambøll og Masteroppgave 2014 har gjort ser en at beslutninger som er tatt ved beregninger i denne oppgaven er ok.

11.3 Torsjonskapasitet i bjelke

Det er kun blitt kontrollert i hovedspennet i denne oppgaven, dermed blir det kun sammenlignet i mellom akse 10 og 11. Det er beregnet torsjonskapasitet ved Rambølls rapport 2014[28] og i masteroppgave 2014[9]. I tabell 11.4 vil det kun bli gjengitt torsjonsmoment ved trykk brudd T_{ccd} , da det er felles for alle rapporter.

Tabell 11.4 Sammenligning av torsjonskapasiteter

Snitt	Denne oppgave[kNm]	Masteroppgave 2014[kNm]	Rambøll 2014[kNm]
Tatt i avstand d fra opplegg i akse 10/11	1383	1384	1729
Tatt i avstand 11 m fra opplegg i akse 10/11	829	830	-

Resultatet i en avstand d fra opplegg er kapasiteten omentrent lik ved denne oppgave og masteroppgave 2014 [9], mens Rambøll 2014[28] har en større kapasitet, dette fordi Rambøll har brukt 30 % av bjelkebredden som veggtykkelse i torsjonstverrsnittet. NS 3473 [1] setter denne grensen til 20 % og det har både denne oppgaven og masteroppgave 2014[9] brukt. I EC 2 *Prosjektering av betongkonstruksjoner* [2] kan en bruke A/U for å finne veggtykkelsen en kan regne med for torsjon. A er arealet av bjelken og U er omkretsen. For Nerlandsøybrua gir dette 265 mm som tilsvarer 38 % av veggtykkelsen for snitt avstand d fra kant opplegg i akse 10/11. Dette vil gi en mye høyere trykkbruddkapasitet enn både denne rapporten og de som er gjort før.

Ved 11 m fra opplegg i akse 10 og 11 er det tilnærmet lik kapasitet i denne og masteroppgaven fra 2014. Rambøll 2014 [28] har ikke utført flere beregninger i dette felt.

11.4 Dimensjonerende momenter fra NovaFrame-modell

Ingen av modellene er modellert helt likt, dette utspiller seg i randbetingelser og hvordan det er blitt gjort i akse 12 hvor fugen er. De tre NovaFrame modellene som har blitt laget fra før har et ledd i overbygningen, mens i denne oppgaven er søylen splittet fra fundament og helt opp igjennom overbygningen, slik som i virkelig utforming. Ved ledd overføres ikke momenter, kun skjærkraft og aksialkraft. Ved å dele konstruksjonen i to vil det ikke bli overført noen momenter, skjærkraft eller aksialkraft.

I hovedspennet vil allikevel responsen bli ganske lik og dermed sammenlignbar. Rambølls rapport 2011 [27] og rapport 2014 [28] regner ikke med:

- Vindlast
- Termiske påvirkninger
- Bremselast
- Sidelast

Dermed blir det kun lasttilfelle a som blir gjeldende for Rambølls resultater. Masteroppgave 2014 [9] og denne oppgave har med vindlast, termiske påvirkninger, bremselast og sidelast. Slik at i Rambølls rapporter er lastfaktor 1,3 for trafikklast i lasttilfelle a mens i masteroppgave 2014 og denne oppgave er lastfaktor 1,4 brukt for trafikklast i lasttilfelle a.

En annen ting som er viktig å understreke er at i rapport 2014 fra Rambøll [28] er det antatt at verste moment skjer ved at en lastebil med trippelboggi og et vogntog møtes i hovedspennet, mens i de andre tilfeller er det to vogntog som møtes.

Tabell 11.5 Resultater for overbygning i hovedspennet

Sted	Denne oppgaven [kNm]	Masteroppgave 2014 [kNm]	Rambøll 2011 [kNm]	Rambøll 2014 [kNm]
Feltmidte akse 10-11	10248	11180	10330	8547
Støtte Akse 10 & 11	-21581	-22320	-21840	-19485

Som vist over i tabell 11.5 ser en det at resultatene er ganske like foruten om Rambølls rapport fra 2014 [28], noe som tilsier at modellen i denne oppgaven er tilstrekkelig for å analysere de opptredende lastene som oppstår på konstruksjonen.

11.5 Søyler

Det er to søyler som kan sammenlignes, søyle i akse 9 ved toppsnitt er utført i masteroppgave 2014 [9] og i denne oppgaven. Rambølls rapport fra 2014 [28] har beregnet søyletopp i akse 11 noe som denne oppgaven også har tatt for seg. Verdiene i tabell 11.6-11.9 er beregninger som NovaFrame har gitt.

11.5.1 Søyle i akse 9

Søyletopp blir sammenlignet for denne søylen. Tabell under angir tre lastkombinasjoner, tilfelle en er største dimensjonerende aksialkraft N_f , tilfelle to er største dimensjonerende moment om x-aksen M_{fx} og tilfelle tre er største dimensjonerende moment om y-aksen M_{fy} .

11 Sammenligning av resultater

Tabell 11.6 Resultater fra masteroppgave 2014[9]

Tilfelle	N_f [kN]	M_{fx} [kNm]	M_{fy} [kNm]
1	-1837	-81,7	-110,1
2	-1310	284,7	216,2
3	-1579	-350,2	-216,2

Tabell 11.7: Resultater denne oppgaven

Tilfelle	N_f [kN]	M_{fx} [kNm]	M_{fy} [kNm]
1	-1618	105,5	60,2
2	-1321	187	159
3	-961	99	254

Tilfelle én, største aksialkraft er differansen på nesten 200 kN imellom denne oppgaven og masteroppgaven 2014[9], dette kommer av tre forhold: svinn, vogntoglast og kryp. Vogntoglasten er over 150 kN større enn i denne oppgaven, noe som skulle tilsi at hele lasten fra vogntoget gikk rett ned i søylen selv om lasten har en utbredelse på 16 m.

Tilfelle to ved største moment om x-aksen er differansen på nesten 100 kN og dette kommer utelukkende fra kryp i overbygningen, resultatene i denne oppgaven gir ingen momenter om x-aksen fra kryp. Det kan komme av hvordan modellen er modellert, i denne oppgaven er overbygningen delt i to mens i masteroppgave 2014[9] er leddet som gjør at det er mer krefter som må inn til landkar i akse 1 da det er antatt fastlager her og landkar i akse 21 er det antatt glidelager. Det kan også være at masteroppgaven fra 2014 ikke har påført kryp i søylene.

Tilfelle tre er ved største moment om y-aksen, fortegnet kan komme av at lasten er plassert på motsatt side men differansen er liten med tanke på størrelsen på tallet.

11.5.2 Søyle 11

Det vil også her bli sett på krefter i søyletopp og det er gitt tre lastkombinasjoner som er lik som i 11.5.1.

Tabell 11.8 Resultater fra Rambølls rapport 2014[28]

Tilfelle	N_f [kN]	M_{fx} [kNm]	M_{fy} [kNm]
1	-4523	523	-221
2	-4262	939	-301
3	-4179	481	-605

Tabell 11.9 Resultater fra denne oppgave

Tilfelle	N_f [kN]	M_{fx} [kNm]	M_{fy} [kNm]
1	-4995	1951	147
2	-3341	2724	0
3	-3492	1579	578

Som vist over i tabell 11.8 og 11.9 er aksialkraften nesten lik for største aksialkraft som er gitt i tilfelle 1, forskjellen ligger i at det er to vogntog i denne oppgaven og i Rambølls rapport 2014 [28] er det en lastebil og et vogntog samt at lastfaktorene er 1,3 kontra 1,4 i denne oppgave for Kjøretøylastene.

Tilfelle to er ved største moment om x-aksen og her er det store forskjeller, men dette kommer av at det ikke er tatt med svinn og kontraksjon ved temperaturfall i Rambølls rapport 2014 [28] og dette utgjør i hovedsak differansen i moment om x-aksen siden det er søyle i akse 10 og 11 som har størst stivhet om x-aksen.

Tilfelle tre som er ved størst moment om y-aksen, differansen er veldig liten i forhold til størrelsen på momentet og fortegnet kommer av plassering av vogntoget. Hvis vogntoget hadde vært plassert på motsatt side ville fortegnet vært motsatt.

11 Sammenligning av resultater

12 Kapasitetskontroll av skadet bro

I dette kapitlet blir det sett på hva som blir utfallet ved armeringskorrosjon, langtids elastisitetsmodul (50 år) for betong og eventuelle bortfall av betong i kritiske snitt. Beregninger baseres på forenklinger som å redusere armerings tverrsnittet med en prosentvis andel og det er antatt at vanlige beregnings metoder kan brukes som ved uskadd konstruksjon.

E-modul har betydning for nedbøyning, da sammenhengen er E-modul multiplisert med annet arelmoment, som gir bøyestivheten til en bjelke, og E-modulen blir lavere med tiden som går for armerte betongbjelker.

12.1 Overbygning

Under befaring ved Nerlandsøybrua ble det observert korrosjonsskader i mellom akse 2-3, disse var relativt små og det er trolig å tenke seg at tilstanden er omentrent lik i nærliggende områder, men antageligvis bedre i deler av konstruksjonen som ligger høyere over havet. Det kan allikevel ha oppstått groptæring på enkelte jern som ikke gir riss i overflaten da det er veldig lokalt. Sannsynligheten for at flere jern i samme snitt er groptært er lite sannsynlig og det er derfor benyttet reduksjoner av armeringsjern som vist i tabell 10.5.

12.1.1 Momentkapasitet

Trykksonene på bjelken er hele ved visuell kontroll sett fra undersiden. Lengdearmeringen som ligger nærmest overflaten er mest korrodert i underkant, ut fra målinger på stedet og ved beregninger av tapt armerings tverrsnitt vil det være cirka 1 % av det ytterste laget som mangler. Derfor blir strekkarmeringen det svake leddet i feltene og over støtte blir det redusert både i trykk- og strekkarmering da det antas at korrosjon har pågått i overkant også, det blir beregnet i tre steg med henholdsvis 1, 5 og 10 % tap, men for enkelhets skyld er det ikke beregnet ny effektiv tverrsnittshøyde d for bjelken. 1 og 5 % vil bare tilsvare litt overflaterust på alle jern som ligger ytterst, mens 10% vil tilsvare noen jern som er betydelig korrodert i form av groptæring i senter av bjelken slik at ingen eksentrisiteter må inkluderes. For alle tre situasjoner er det antatt full heft til armeringen utenfor snittene som er beregnet.

Bruas kapasitet er tilstandsvurdert til 1 % tap av lengdearmering. Dette gir ingen økt utnyttelsesgrad av betydning. En må opp på hele 10 % reduksjon av armeringstverrsnittet før en får en økning av utnyttelsesgrad på 7 % i de verste tilfellene. Se tabell 12.1 og 12.2.

12 Kapasitetskontroll av skadet bro

Tabell 12.1 Momentkapasitet i felt for bjelken

Felt	Opprinnelig kapasitet [kNm]	Utnyttelsesgrad	1% redusert Ass [kNm]	Utnyttelsesgrad
Akse 1-4 & 17-21	2001	0,76	1990	0,76
Akse 4-5 & 16-17	2246	0,60	2234	0,60
Akse 5-9 & 13-16	3474	1,06	3462	1,06
Akse 9-10 & 11-12	2745	0,78	2724	0,78
Akse 10-11	8646	1,19	8618	1,19
Akse 12-13	4464	0,98	4452	0,98
Felt	5% redusert Ass [kNm]	Utnyttelsesgrad	10% redusert Ass [kNm]	Utnyttelsesgrad
Akse 1-4 & 17-21	1948	0,78	1895	0,80
Akse 4-5 & 16-17	2182	0,62	2118	0,64
Akse 5-9 & 12-16	3412	1,08	3352	1,10
Akse 9-10 & 11-12	2639	0,81	2533	0,84
Akse 10-11	8509	1,20	8374	1,22
Akse 12-13	4404	0,99	4343	1,01

Tabell 12.2 Momentkapasitet over støtte for bjelken

Akse	Opprinnelig kapasitet[kNm]	Utnyttelsesgrad	1% redusert Ass [kNm]	Utnyttelsesgrad
Akse 1-4 & 17-21	2793	0,82	2781	0,82
Akse 5-8 & 14-16	4401	1,02	4373	1,03
Akse 9	4273	0,74	4255	0,74
Akse 10 & 11	22225	1,00	22146	1,00
Akse 13	-4959	0,96		
Akse	5% redusert Ass [kNm]	Utnyttelsesgrad	10 % redusert Ass [kNm]	Utnyttelsesgrad
Akse 1-4 & 17-21	2734	0,83	2675	0,85
Akse 5-8 & 14-16	4266	1,06	4130	1,09
Akse 9	4183	0,75	4090	0,77
Akse 10 & 11	21824	1,02	21420	1,04
Akse 13				

Momentkapasiteten på tvers av overbygningen er nesten fullt utnyttet ved 120 mm tykt slitelag som brua har i dag, utnyttelsesgraden er på 0,976 og ved videre armeringskorrosjon

vil utnyttelsesgraden bli over 1. Det samme gjelder hvis noe av trykksone i underkant forsvinner. Under visuell inspeksjonen ble det ikke registrert noe bortfall av betong i underkant av dekke hvor dekke er i trykk. Dermed blir strekkarmeringen som ligger i toppen av dekket det svakeste ledd. På bakgrunn av overdekning på bare 20 mm, kunne en antatt større sannsynlighet for korrosjon i brudekket, men fra Rambølls rapport i 2011 er det målt lavt kloridnivå i bruplate, det antas derfor å være liten sannsynlighet for korrosjon her. Beregninger med redusert armering er utført for å se effekten av korrosjon. Tabell 12.3 viser kapasitet ved lik reduksjon av armeringsarealet både i trykk og strekkarmering. Hvis det er mer enn 3 % reduksjon av armeringsareal vil kapasiteten være for liten i forhold til opptredende moment.

Tabell 12.3 Momentkapasitet på tvers av overbygning

Opprinnelig momentkapasitet [kNm/m]	1 % reduksjon av armering [kNm/m]	5 % reduksjon av armering [kNm/m]	10 % reduksjon av armering [kNm/m]	Dimensjonerende moment [kNm/m]
155	153	149	144	151

12.1.2 Skjærkapasitet

Ved skjærkapasitet i bjelken er det skjærstrekkkapasiteten som i utgangspunktet er dimensjonerende. Denne er avhengig av lengdearmering, skjærarmering i form av bøylor og eller lengdearmering som er bøyd opp ved opplegg. Det fokuseres på den spennarmerte delen og her er bøyene enda viktigere for å ta skjær da ingen lengdearmering er bøyd opp slik som i de slakkarmerte feltene. Under feltarbeid ble det registrert noe korrosjon i underkant på bøyene i mellom akse 2 og 3, men sidene var helt fine. Det vil oppstå skrå trykkdiagonaler i fra topp bøyel til bunn nabobøyel og dermed blir det strekk i bøyelens vertikale del, men siden bøyel er bøyd rundt i bjelkens bunn og topp vil den være godt forankret. Ved opplegg er bøyene buntet sammen parvis, dette grunnet den store skjærkraften som opptrer ved oppleggene. Dagens tilstand er vurdert til samme som ved prosjektering. Det vil allikevel bli utført en analyse for å se hvor mye 5 og 10 % reduksjon av armeringen har av betydning for skjærstrekkkapasiteten. Skjærtrykkkapasiteten er større og er kun avhengig av betongen som er intakt ved opplegg. Tabell 12.4 angir skjærkapasitetene ved å redusere armeringsarealet.

Tabell 12.4: skjærkapasitet for bjelken i avstand d fra opplegg.

Akse	Opprinnelig skjærkapasitet[kN]	Skjærkapasitet ved 5 % reduksjon av armering [kN]	Skjærkapasitet ved 10 % reduksjon av armering [kN]
9	1491	1428	1365
10 og 11	3113	3027	2942
12	1479	1434	1389

Skjærkapasitet på tvers av overbygningen i feltet mellom akse 10 og 11 er innenfor i tilstanden 1 % korrodert armering med 120 mm slitelag, slik som dagens forhold er. Under den visuelle inspeksjonen viste det seg at trykksonen i underkant er godt intakt og dermed er det armeringen som blir det svake ledd. Kontrollerer kapasiteten ved henholdsvis 1, 5 og 10 % reduksjon av armeringen. Opprinnelig kapasitet var 141kN/m men ved 5 % tap ble kapasiteten 139kN/m og ved 10 % tap av armering ble kapasiteten bare 136 kN/m, men dette holder akkurat slik som brua er i dag da dimensjonerende skjærkraft er på 135,5 kN/m.

12.1.3 Torsjonskapasitet

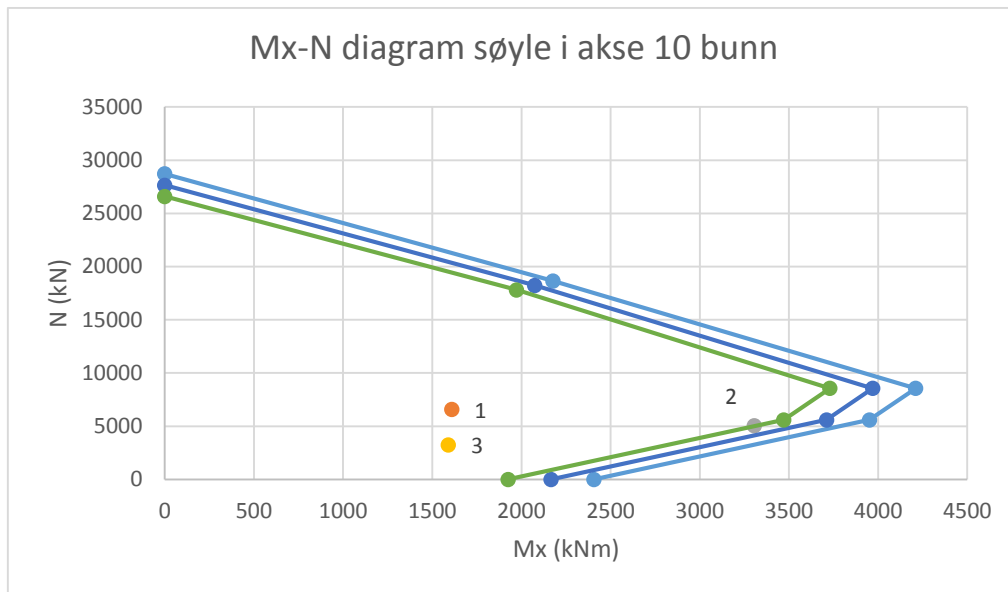
I utgangspunktet er hovedspennet overutnyttet med tanke på torsjon, eneste som gjør at brua ikke har gått til brudd allerede er sikkerhetsfaktorene på laster, materialfaktorer og at det er sjeldent maksimal last er så uheldig plassert.

12.2 Søyler

Søylene har ingen synlige skader, for utenom søyle i akse 5 som hadde steinreir, se 10.6.1. Det er derfor korrosjonskader i form av mindre armeringstverrsnitt som vil bli belyst. Fra vurdering av skadene ble det kommet frem til en reduksjon på 2 % av ytterste armeringslag i søylene. Dette gir veldig lite reduksjon av kapasitet og M-N diagrammene blir liggende over hverandre og det er nesten ingen forskjell i kapasiteten. Når armeringstverrsnittet blir mindre vil også M-N diagrammene endres, det vil bli utført beregninger ved 10 og 20% reduksjon av armering for søyle 10 og er utført likt som under kapittel 8. Dette gjelder i snitt ved bunn, midt og topp. Det er antatt at armeringen har full heft utenfor beregnet snitt selv om armeringsarealet er redusert.

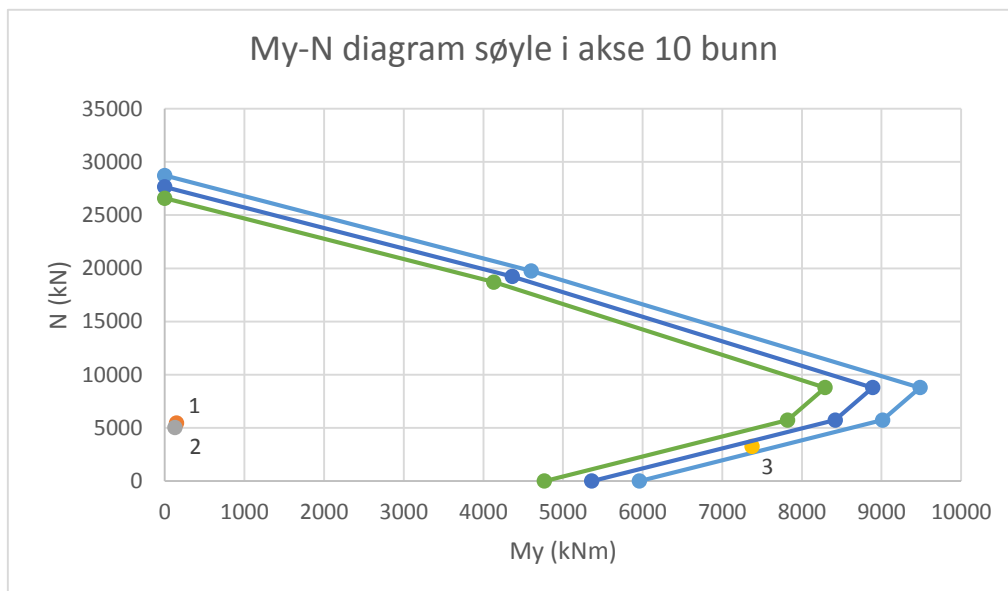
I figur 12.1 og 12.2 er den ytterste linjen uskadet tverrsnitt, linjen i midten og linjen innerst er ved henholdsvis 10 og 20 % reduksjon i armeringsarealet. Punktene angir lastkombinasjonene i bruddgrensetilstand.

1. Største aksialkraft.
2. Største moment om x-aksen.
3. Største moment om y-aksen.



Figur 12.1 Mx-N diagram for søyle i akse 10, bunn

Lastkombinasjon nummer to er akkurat på grensen hvis 20 % av armeringen er korrodert bort ved kombinasjon mellom moment om x-aksen og aksialkraft.



Figur 12.2 My-N diagram for søyle i akse 10, bunn

For bøyning om y-aksen er det situasjon tre som blir overskredet før 10 % av armeringen er korrodert bort, se figur 12.2. Resterende diagrammer for snittene i søyle 9, 10, 11 og 12 er gitt i vedlegg L.

12 Kapasitetskontroll av skadet bro

13 Oppsummering av resultater

I dette kapitlet oppsummeres resultatene fra beregninger av uskadd bru, skadeomfanget og resultater fra brukapasiteten med hensyn til dagens tilstand. Tabell 13.1 og 13.2 viser kapasiteter for skadd og uskadd bru, dimensjonerende krefter etter reduksjon av støttemomenter og omlagring av feltmoment i hovedspennet og utnyttelsesgrad for prosjektert og skadd bru. Det er på bakgrunn av disse resultater konklusjonen er gjort.

Tabell 13.1 Kapasitet og utnyttelsesgrad for kritiske snitt

Kapasiteter og utnyttelse i primærretning					
Kapasitetskontroll Snitt	Dimensjonerene krefter	Prosjektert Kapasitet	Utnyttelse Prosjektert	Dagens Kapasitet	Dagens utnyttelse
Feltmoment	Mf [kNm]	Md [kNm]	Up	Mdd [kNm]	Ud
Akse 1-4 & 17-21	1515	2001	0,76	1990	0,76
Akse 4-5 & 16-17	1345	2246	0,60	2234	0,60
Akse 5-9 & 12-16	3683	3474	1,06	3462	1,06
Akse 9-10	1408	2745	0,51	2724	0,51
Akse10-11	8646	8646	1,00	8618	1,00
Akse 11-12	2130	2745	0,78	2724	0,78
Akse12-13	4365	4464	0,98	4452	0,98
Støttemoment	Mf	Md	Up	Mdd	Ud
Akse 1-4 & 17-21	-2283	-2973	0,77	-2781	0,82
Akse 5-8 & 14-16	-4506	-4401	1,00	-4373	1,01
Akse 9	-3155	-4273	0,74	-4255	0,74
Akse 10	-22225	-22225	1,00	-22146	1,00
Akse11	-22225	-22225	1,00	-22146	1,00
Akse 12.2	176	405	0,44	-	-
Akse 13	-4769	-4959	0,96	-4939	0,97
Skjær	Vf	Vd	Up	Vdd	Dd
Akse 1-4 & 17-21	792	1175	0,67	Ingen reduksjon, skjærarmeringen har vist seg å ikke være påvirket av korrosjon. Utnyttelsesgrad for prosjektert bru gjelder.	
Akse 5-8 & 14-16	1035	1484	0,70		
Akse 9.1	1047	1484	0,71		
Akse 9.2	-742	1491	0,50		
Akse 10	-2583	3113	0,83		
Akse 11	2585	3113	0,83		
Akse 12.1	546	1479	0,37		
Akse 12.2	-892	1479	0,60		
Akse 13.1	-1222	1484	0,82		

13 Oppsummering av resultater

Tabell 13.2 Kapasitet og utnyttelsesgrad for kritiske snitt

Kritiske kapasiteter og utnyttelse ved torsjon, sekundærbæring og søyler							
Kapasitetskontroll Snitt	Dimensjonerene krefter [kN]		Prosjektert Kapasitet		Utnyttelse Prosjektert	Dagens Kapasitet	Dagens utnyttelse
Torsjon	Tf	Vf	Td	Vd	Up	Det er antatt null reduksjon av bøylearmering i	
Snitt A-A	-930	-2089	951	-3113	1,65		
Snitt B-B	-871	-1177	570	-929	2,80		
Moment på tvers	Mf [kNm]		Md [kNm]		Up	Mdd	Ud
Hovedspenn	151,3		155		0,98	153	0,99
Skjær på tvers	Vf [kN]		Vd [kN]		Up	Vdd	Ud
Hovedspenn	135,5		141		0,96	140	0,97

Tabell 13.3 Biaksialt moment i søyler

Snitt	$\frac{M_{fx}}{M_{dx}}$	$\frac{M_{fy}}{M_{dy}}$	$\frac{M_{fx}}{M_{dx}} + \frac{M_{fy}}{M_{dy}} \leq 1$	Godkjent/ Ikke godkjent
Akse 9 topp	0,202	0,351	0,553	Ok
Akse 9 midt	0,073	0,905	0,978	Ok
Akse 9 bunn	0,250	1,454	1,704	Ikke ok
Akse 10 topp	0,941	0,487	1,428	Ikke ok
Akse 10 midt	0,187	1,185	1,372	Ikke ok
Akse 10 bunn	0,661	1,237	1,898	Ikke ok
Akse 11 topp	1,124	0,487	1,611	Ikke ok
Akse 11 midt	0,187	1,185	1,372	Ikke ok
Akse 11 bunn	0,817	1,237	2,054	Ikke ok
Akse 12.1 topp	0,353	0,502	0,855	Ok
Akse 12.1 midt	0,316	0,684	1,000	Ok
Akse 12.1 bunn	0,377	0,756	1,133	Ikke ok

I nesten alle søylene som er blitt kontrollert i denne oppgaven er kapasiteten for liten, se tabell 13.3. Grunnen til dette er store krefter fra naturlaster. Brua har allerede stått i 48 år og helt sikkert vært utsatt for både høy vind og store temperaturdifferanser. Lastene som fremkommer fra både vind og temperatur må være veldig konservativ i eurokodene i forhold til hva som ble regnet med på 60-tallet. I tillegg er det sikkerhetsfaktor for vind på hele 1,6 fra SSV håndbok 238.

Søylene har ingen skader som tilsier at de har vært utsatt for store belastninger under tidenes løp. Ikke ett riss ble funnet i søylene. Om søylene hadde hatt lav kapasitet burde det oppstått riss på strekksiden ved store momenter.

14 Konklusjon

Beregning av Nerlandsøybrua har belyst svakheter i konstruksjonen med belastningen som gis fra Bruksklasse 10 og lastkombinasjoner gitt av håndbok 238. [7] Det kritiske for kapasiteten til brua er torsjon i hovedspennet. På grunn av den geometriske utformingen til brua med en søylerekke og mulig eksentrisitet på 1,7 meter i hovedspennet gir dette store torsjonsmomenter med samtidig opptredende skjær.

Skadeomfanget er nesten ubetydelig og gir kun økning i utnyttelsesgraden på både bruoverbygningen og søylene på under 1 %. Det er altså konstruksjonens slanke utforming fra prosjektert tilstand som gjør at kapasiteten blir for dårlig etter gjeldene regelverk og bruklasse.

Selve bruoverbygningen klarer seg bra med tanke på både feltmoment, støttemoment og skjær i primær bæreretning. Det er veldig høy utnyttelsesgrad, men det er kun torsjonskapasiteten i hovedspennet som overskrides vesentlig. Støttemoment i akse 13 er også kapasiteten overskredet, men med bare 6 %, grunnet sikkerhetsfaktorer vil dette være ok. Torsjonskapasiteten i hovedspennet er utnyttet med hele 2,80. Anbefaler å stenge møteplassen.

Felt undersøkelser viste at søylene ikke er utsatt for korrosjon annet i to skadde områder. Om disse skadene utbedres vil nok søylene være i like god stand som når brua var ny. Brubjelken derimot hadde en god del overflaterust av lengdearmring og i tillegg reduksjon av tverrsnitt for bøylearmering. Det er bare blitt 1 % kapasitetsreduksjon av disse skadene, men for å hindre videre utvikling må disse repareres om brua skal stå videre.

Styrkemessig konkluderes det med at kapasiteten for bruoverbygningen er god nok for BK10 50T, bortsett fra torsjon i hovedspenn. En vet ikke hvor hurtig den videre korrosjonsprosessen vil foregå. Ved videre utvikling av dagens skadeomfang vil kapasiteten svekkes og det er derfor viktig å utføre jevnlig kontroll av brua for å avdekke og dokumentere skadeutviklingen, om brua skal stå slik den er videre.

For søylene konkluderes det med at utnyttelsesgraden på 1.5-2, må være for stor i forhold til det som er reelt. Hadde utnyttelsen vært så stor, burde laster og krefter som har oppstått i løpet av den tiden brua har levd til nå, gitt riss dannelser på søylene i strekksoner. Under feltarbeider ble det ikke avdekket noen riss i søylene og de virket upåvirket av tidens løp. Det konkluderes derfor med at søylene ikke er så utnyttet som beregninger gjort i denne rapporten tilsier, fordi lastene på konstruksjonen fra vind antageligvis er mindre, dette burde undersøkes nærmere.

14 Konklusjon

En må vurdere om tiltak skal gjøres for å forsterke bruas torsjonskapasitet og tiltak som utsetter «aldringsprosessen» eller om en skal bygge nytt.

Tiltakene en burde vurdere er:

1. Utbedre de skader som er oppstått
2. Forsterke brua med karbonfiber de steder hvor kapasiteten er overskredet.
3. Stenge møteplassen og sette opp lysregulering
4. La brua fortsette sitt aldringsløp og bygge ny bru som står ferdig før den eksisterende brua har mistet sin funksjonalitet.
5. Reparere det katodiske anlegget

Om en ved videre arbeider finner at vindlasten ikke er så stor som beregnet i denne oppgaven, kan det være nok å forsterke bruas kapasitet for torsjon i hovedfelt og støttemoment i akse 13.

14.1 Videre arbeider

Det burde videre beregnes nøyaktige vindlaster og om mulig bygge modell av brua og kjøre tester i vindtunnel for å finne reelle kraftfaktorer i forhold til bruas geometri.

En kunne videre også prøvd å finne måter for å forsterke torsjonskapasiteten på.

15 Referanser

1. Standard., N., *NS 3473 6. utgave - Prosjektering av betongkonstruksjoner - Beregnings- og konstruksjonsregler*. 2003, Norsk Standard.
2. Standard, N., *NS-EN 1992-1-5:2004+NA:2008 Eurokode 2:Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1 Allmenne regler og regler for bygninger*. 2008.
3. Ingeniørforening., D.N., *NS 427 A 2. utgave.*, in *Betongarbeider*. 1966, Teknisk ukeblad.
4. Standard, N., *NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Eurokode 1:Laster på konstruksjoner-Del 1-4 Allmenne laster - Vindlaster*. 2009.
5. Standard, N., *NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008 Eurokode 1:Laster på konstruksjoner-Del 1-5 Allmenne laster - Termiske påvirkninger*. 2008.
6. vegvesen., S., *Håndbok 185 Bruprosjektering*. 2009, Vegdirektoratet.
7. vegvesen., S., *Håndbok 238 Bruklassifisering, Lastforskrifter av bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett*. 2003, Vegdirektoratet
8. Kaas., O.M., *Beregning og dimensjonering av korrosjonsskadet betongbru*. 2014., NTNU: Trondheim.
9. Ylva Anda, S.B.E., Ingrid Mørk., *Evaluering av betongbru med betydelige skadeomfang- Nerlandsøybrua i Møre og Romsdal*. 2014, NTNU.
10. vegvesen, S., *Vegliste 2015 FYLKES-OG KOMMUNALE VEGER, MØRE OG ROMSDAL.*, S.v.R. midt., Editor. 2015: Molde.
11. Bernt kristiansen, J.L., Trond Østmoen., *Betongrehabilitering metoder og utførelse*. 2004, Oslo/Lillestrøm: Norsk Betongforening og Norsk Forening for Betongrehabilitering.
12. Smeplass, S., *TKT 4215 Concrete Technology 1, Chapter 11 og 12 - Strength of Concrete*. 2003.
13. Sørensen, S.I., *Betong konstruksjoner- Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2010, Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.
14. Rüsçh, H., *Research toward a General Flexural Theory for Structural Concrete*. ACI journal, 1960. **vol.57**.
15. A/S., D.I.A.A.j., *NovaFrame version 5, User`s guide*. 2011.
16. Per Kr. Larsen, A.H.C., Arne Aalberg., *Stålkonstruksjoner, profiler og formler*. 3.opplag 2007 ed. 1993, Trondheim: Tapir Akademiske Forlag.
17. Røhne, K. and K. Vangestad, *Betongkonstruksjoner: prosjektering*. 2001, Oslo: Gyldendal yrkesopplæring. 389 s. : ill. ; 26 cm + 1 bilag ([4] s.).
18. Jan Arve Øverli, S.I.S., *TKT 4222 Concrete Structures 3 - Compendium*. 2013, Department of Structural Engenieering NTNU, Trondheim.
19. Pucher, A., *Einflussfelder elastischer Platten/ Influence Surfaces of Elastic Plates*. 1964: Springer-Verfalg.
20. *Skjærkraft kapasitet for plater med konsentrerte laster.*, in *Betongforening's Publikasjon nr 6*. 1978: Oslo.
21. Larsen., P.K., *Konstruksjonsteknikk*. 2. utgave ed. 2008, Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.
22. Geiker., M., *TKT 4215 Concrete Technology 1. Chapter 16 - Reinforcement corrosion*. 2012, Trondheim.
23. Betongforening., N., *Del 1: Skadeårsaker.* , in *Bestandighet av betongkonstruksjoner*. 2003, Publikasjon nr. 31: .

15 Referanser

24. Per Austnes, Ø.V., *FoU-prosjekt på Nerlandsøy bru i Møre og Romsdal Katodisk beskyttelse med ledende primer.*, in *Våre vegger*. 1993. p. 48-50.
25. vegvesen, S., *Laboratorieundersøkelser, betong og materialer til betong. kloridinnhold i betong ved RCT-test*. 1996.
26. As, R.N., *Spesialinspeksjon av Nerlandsøybrua*. 2011.
27. AS., R.N., *Klassifisering BK10-60T- 15-0997 Nerlandsøybrua*. 2011.
28. AS., R.N., *Etterregning og klassifisering 15-0997 Nerlandsøybrua*. 2014.

Vedlegg:

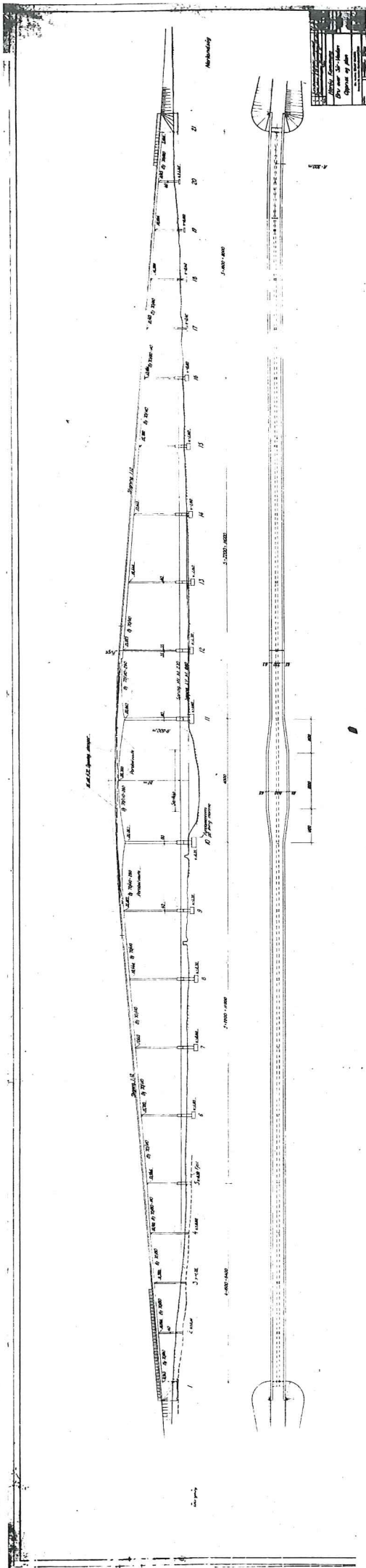
- A- Ferdig brutegninger
- B- Kryp, svinn og relaksasjon i spennarmering
- C- Vindlast
- D- Riss målinger
- E- Kloridprøver
- F- Resultater fra NovaFrame
- G- Bruddgrensetilstand for overbygning
- H- Laster fra egenvekt om tverretning for overbygning
- I- Bruddgrensetilstand tverretning for overbygning
- J- Bruddgrensetilstand søyler
- K- Skadde søyler M-N – diagram

Vedlegg A

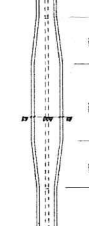
Tegninger – Nerlandsøybrua

I dette vedlegget fremvises aktuelle tegninger som gir dimensjoneringsgrunnlaget oppgaven er bygd på.

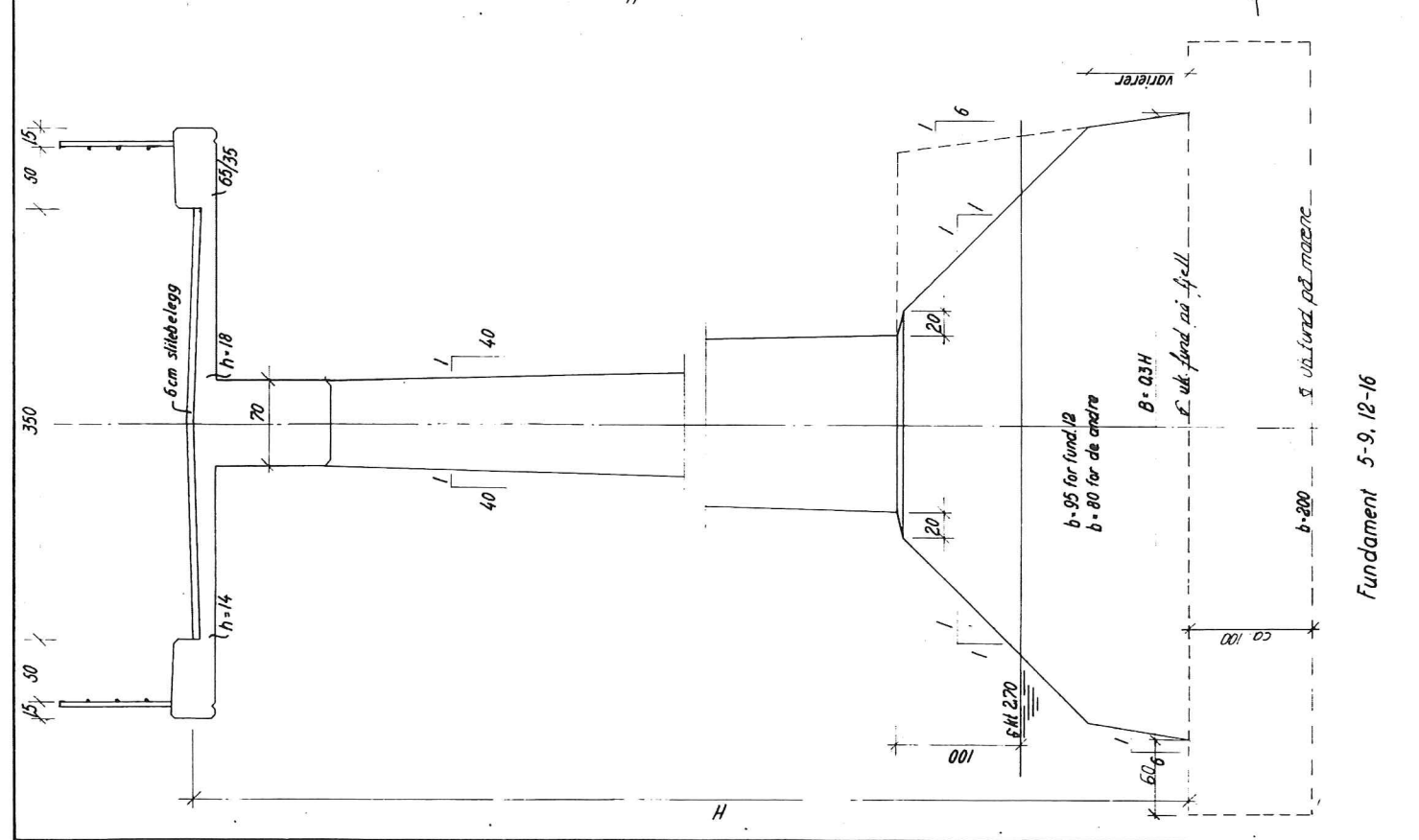
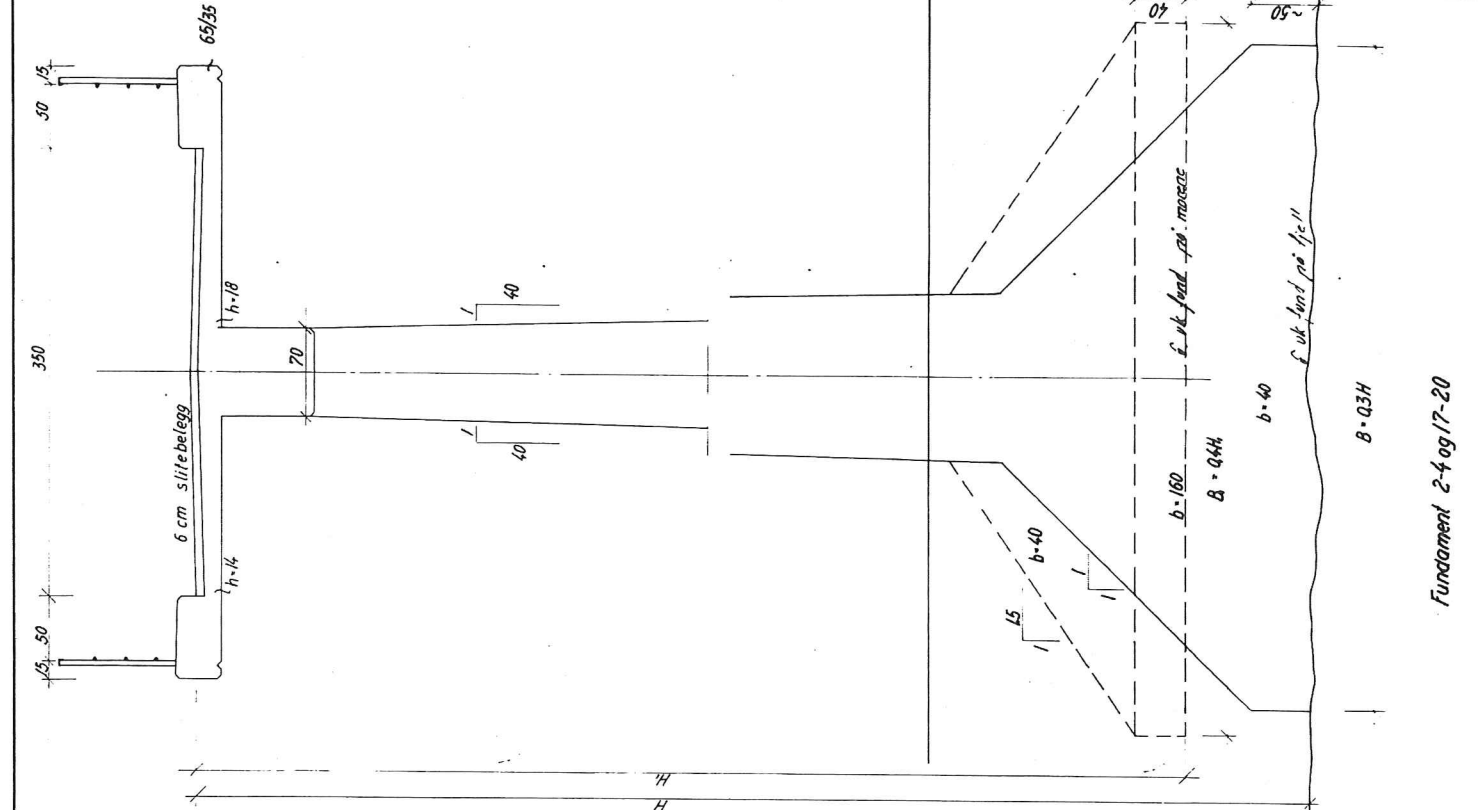
- 15-997-151-01 Oppriss og Plan
- 15-997-151-02D Snitt gjennom 16 og 22 m felt
- 15-997-151-03D Snitt gjennom 40 m felt
- 15-997-151-05B Rekkverk og fugedetaljer
- 15-997-151-07 Fundament og søyler 5-9, 12-16 og 17-20
- 15-997-151-08 Fundament og søyler 5-9, 12-16 og 2-4
- 15-995-151-09A Armering fundament og søyler 17-20, 2-4
- 15-997-151-10E Armering søyler akse 5-9 og 13-16
- 15-997-151-11F Armering i fundament og søyler i akse 10, 11 og 12
- 15-997-151-12D Fundament armering akse 5-9, 13-16
- 15-997-151-13 Landkar akse 1
- 15-997-151-15 Armering brudekke
- 15-997-151-16A Armering bjelke 70/80
- 15-997-151-17 Armering bjelke 70/80 ved landkar
- 15-997-151-18 Forskaling og forspent armering i hoved og sidespenn
- 15-997-151-21 Armering bjelke 70/80-110 akse 4-5
- 15-997-151-22A Armering bjelke 70/110, 22 m spenn
- 15-997-151-23 Armering 22 m spenn ved fugen
- 15-997-151-24 Oppriss midtspenn
- 15-997-151-25 Bjelke 70/110-260 akse 9-12 armering
- 15-997-151-26 Bjelkearmering ved akse 9



Project No.	1000
Sheet No.	1
Date	1910
Scale	1/4" = 1'-0"
Author	J. H. ...
Checked by	...
Approved by	...

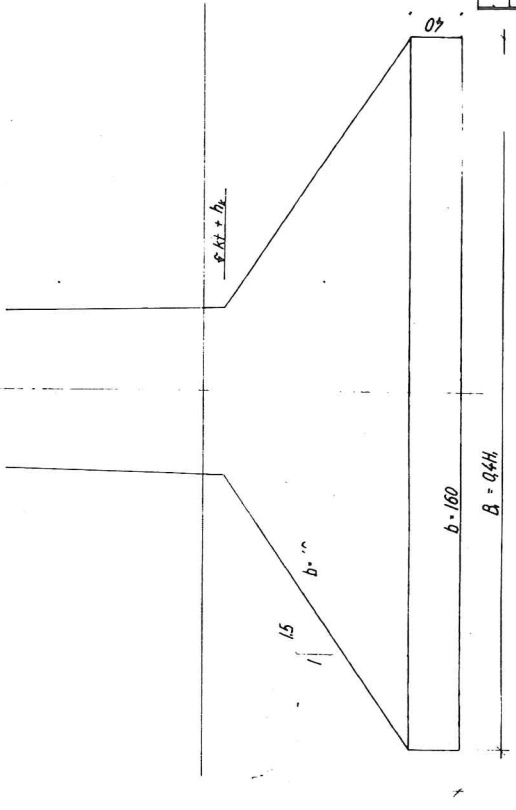
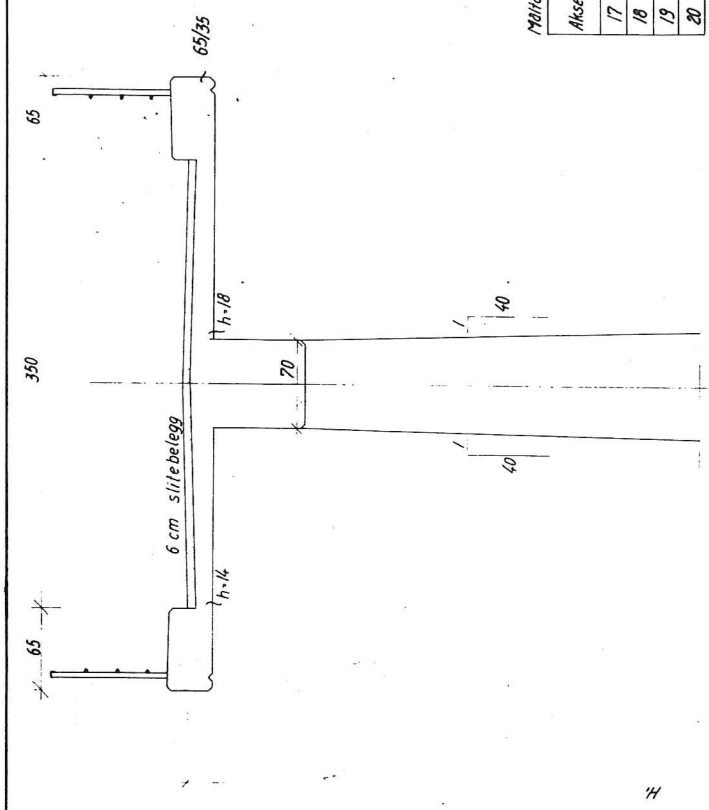
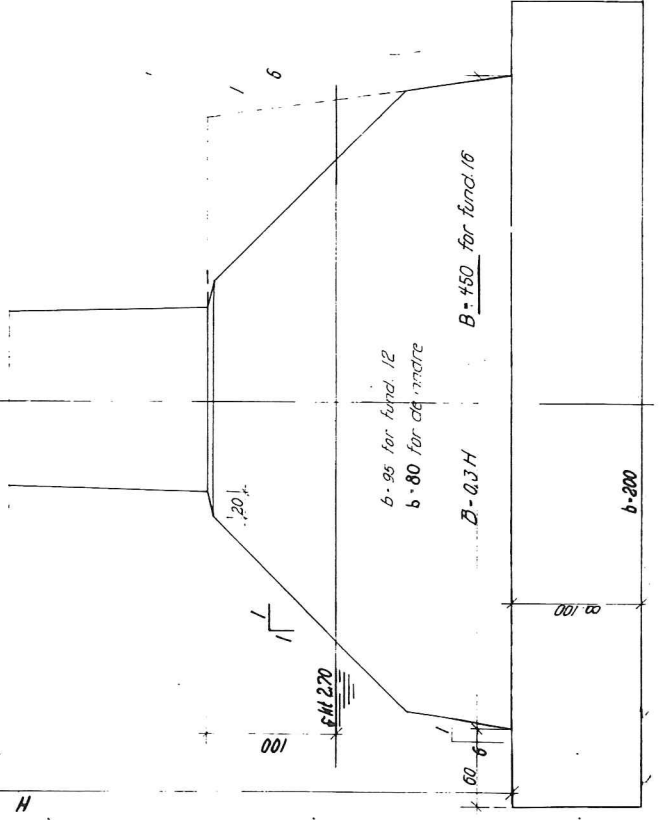
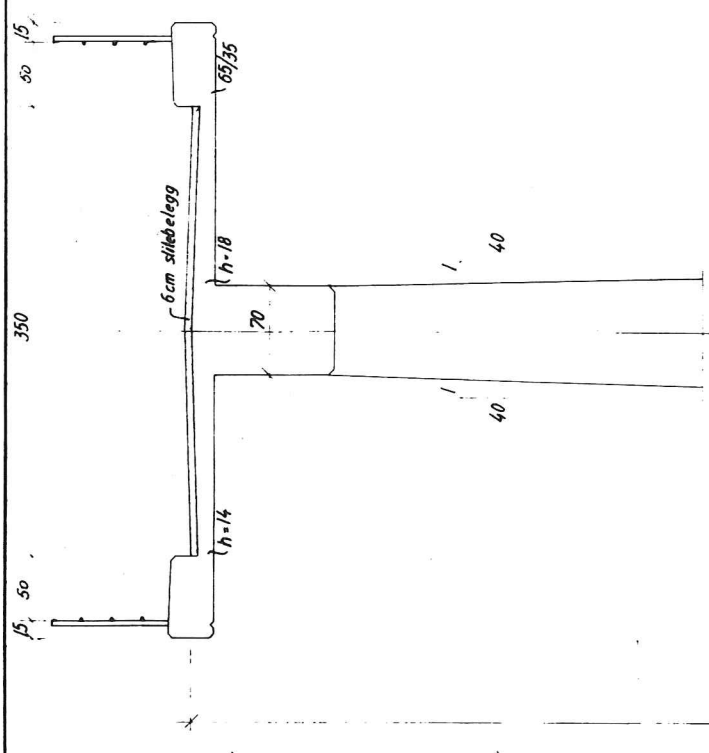


Bygningstype: <i>Bygningstype</i> Bygningens navn: <i>Bygningens navn</i> Bygningens adresse: <i>Bygningens adresse</i> Bygningens areal: <i>Bygningens areal</i> Bygningens volumen: <i>Bygningens volumen</i> Bygningens værdi: <i>Bygningens værdi</i> Bygningens alder: <i>Bygningens alder</i> Bygningens tilstand: <i>Bygningens tilstand</i>		Bygningens type: <i>Bygningens type</i> Bygningens alder: <i>Bygningens alder</i> Bygningens værdi: <i>Bygningens værdi</i> Bygningens tilstand: <i>Bygningens tilstand</i>	
Herdøj Kommune Bru over Sør-Houlen Smilt gjennom 16 og 22 m felt		151-02 d 1/20	
Bygningens type: <i>Bygningens type</i> Bygningens alder: <i>Bygningens alder</i> Bygningens værdi: <i>Bygningens værdi</i> Bygningens tilstand: <i>Bygningens tilstand</i>		Bygningens type: <i>Bygningens type</i> Bygningens alder: <i>Bygningens alder</i> Bygningens værdi: <i>Bygningens værdi</i> Bygningens tilstand: <i>Bygningens tilstand</i>	



Fundament 2-4 og 17-20

Fundament 5-9, 12-16



Måttabel 1:

Akse	Antall søle ut søle	Søle bredde B	Søle høyde h	Kote på topp av søle	Vilbert ut søle
17	+0.4	375	130	145	-0.40
18	+0.2	300	120	165	-0.40
19	+0.7	425	110	190	-0.00
20	+1.7	325	100	230	1.55

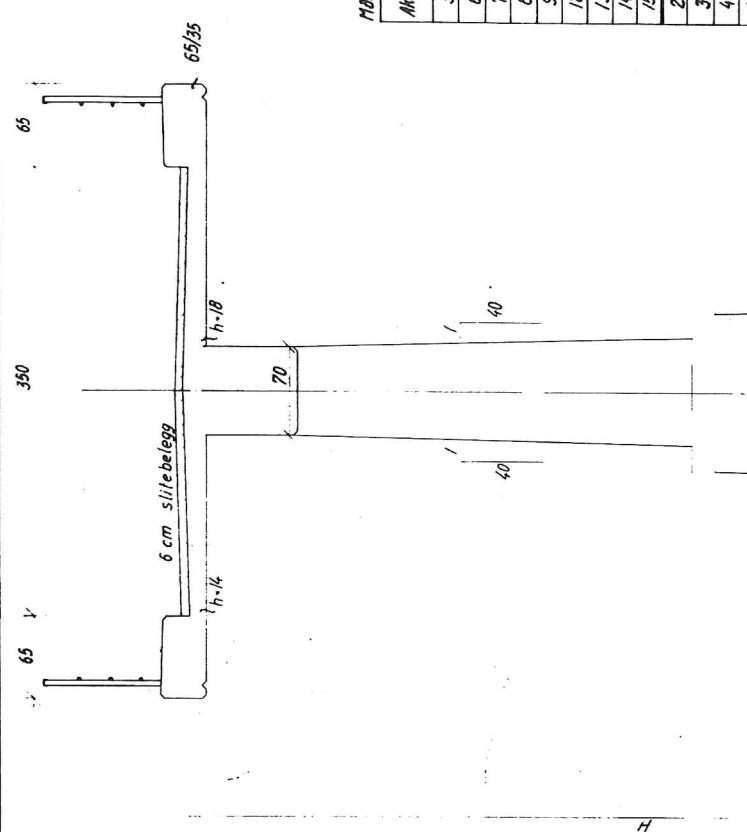
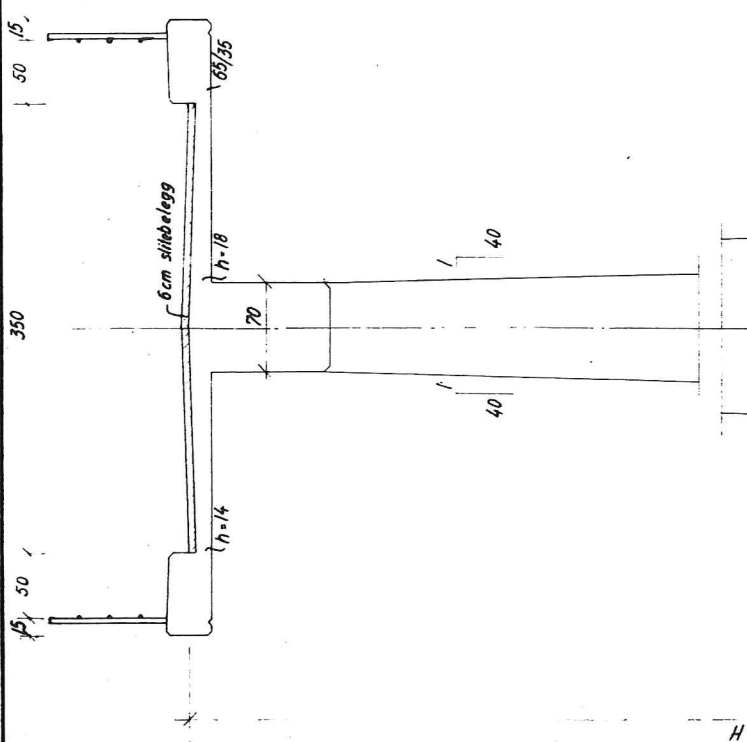
Anm.: Hvis ut søle blir liggende på en annen kote enn antatt, må h₁ tilpasses. Er forskjellen større enn 1 m, vil også B måtte forandres.

c	Ny søle fund. 5, 9, 12, 16	PC 3	1/20
d	Fund. 5, 9, 12, 16	PC 3	1/20
e	Fund. 5 og 17-20	PC 3	1/20
f	1/20	PC 3	1/20
g	Måttabel 1, Ann. etc.	PC 3	1/20

Herøy Kommune	
Bru over Sør-kvilen	
Alt. fund. på søle	
Fund. og søyler 5, 9, 12, 16 og 17-20	
Dr. Ing. OLAV OLSEN	151-07
Bygging 3-2007	Utstilling
Dato: 15.12.07	Skala: 1:50

Fundament 17-20, 2-4. Alt. fund. på søle.

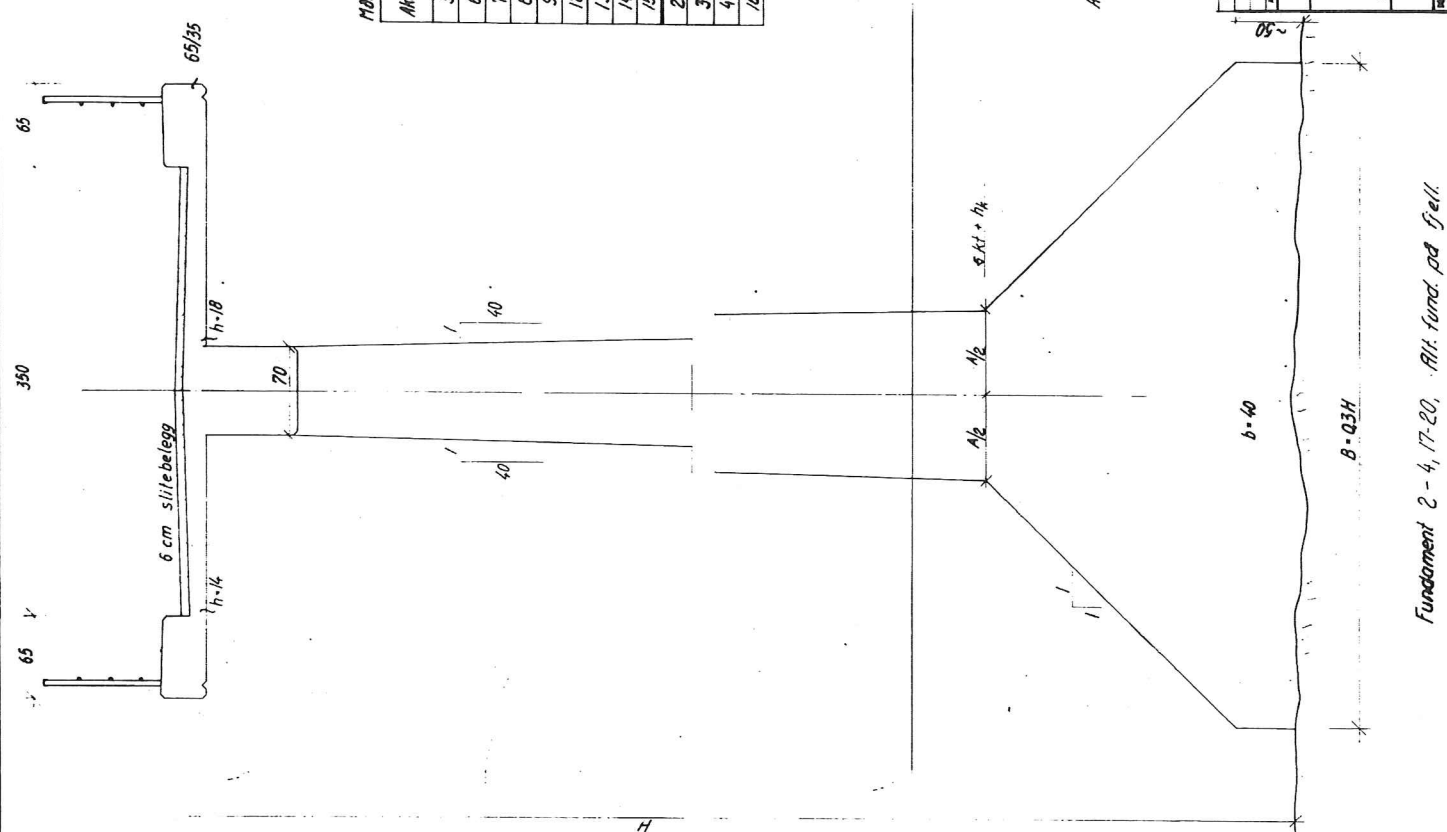
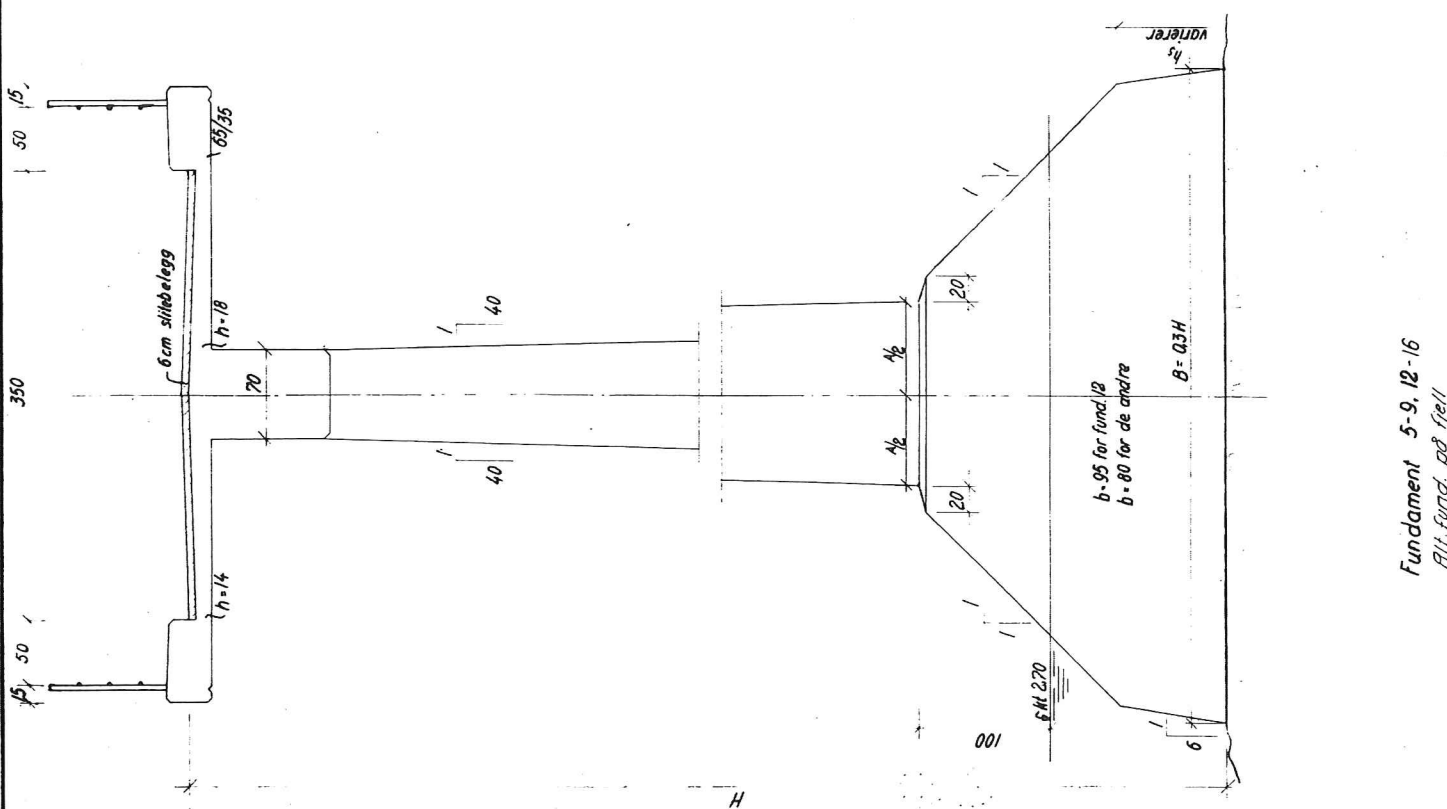
Fundament 5-9, 12-16
Alt. fund. på søle



Måltabell

Ålsek	Anført uk søle	Søle bredde A	Søle høyde h _s	Høyde h _s av søle	Utført uk søle
5	-0,0	450	120	270	-0,50
6	+0,3	520	130	270	-1,65
7	-0,7	600	137	270	-2,60
8	+1,5	650	147	350	-2,70
9	+0,7	700	156	225	-1,70
12	-2,7	750	156	435	-1,70
13	+1,0	675	147	370	-1,50
14	+1,0	620	137	400	-1,60
15	+1,4	530	130	330	-1,50
2	+2,7	225	100	330	2,10
3	+0,0	350	120	245	1,35
4	+0,3	375	130	265	0,60
16	/6				-0,00

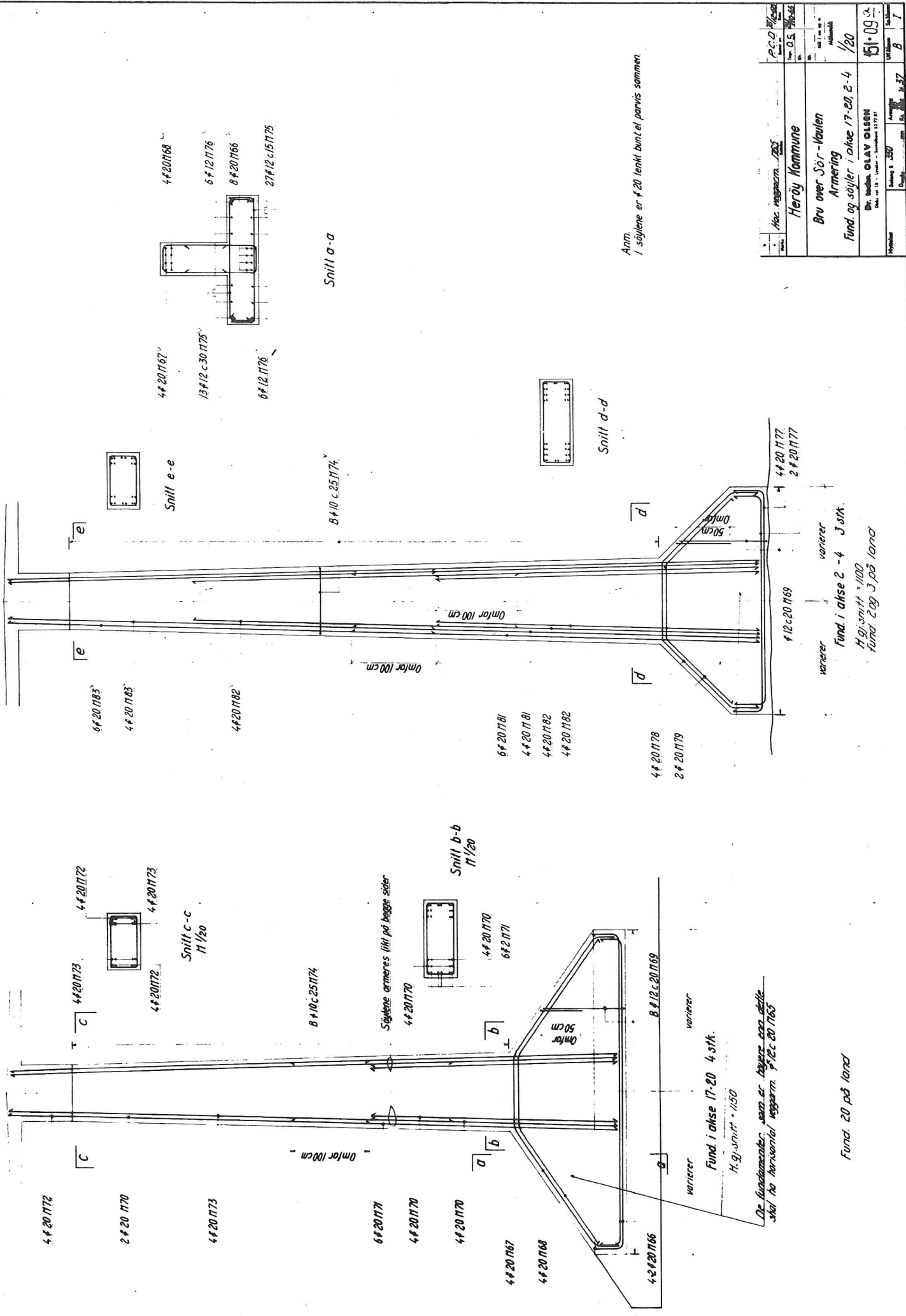
Anm: Hvis uk søle blir liggende på en annen måte enn anført vil h_s og h_u måtte tilpasses.
Er forskjellen større enn 1 m vil også B måtte forendres.



Fundament 5-9, 12-16
Alt fund. på fjell

Fundament 2-4, 17-20, Alt fund. på fjell

Prosjekt	Herøy Kommune
Byggherrens oppdragsnr.	Bru over Sør-Kvoten
Byggherrens kontrakt nr.	Alt fund. på fjell
Byggherrens kontrakt dato	Fund og søyler 5-9, 12-16 og 2-4
Byggherrens kontrakt art	1/20
Byggherrens kontrakt art	151-08
Byggherrens kontrakt art	8
Byggherrens kontrakt art	1



Snitt a-a

Snitt d-d

Snitt e-e

Snitt b-b
11/20

Snitt c-c
11/20

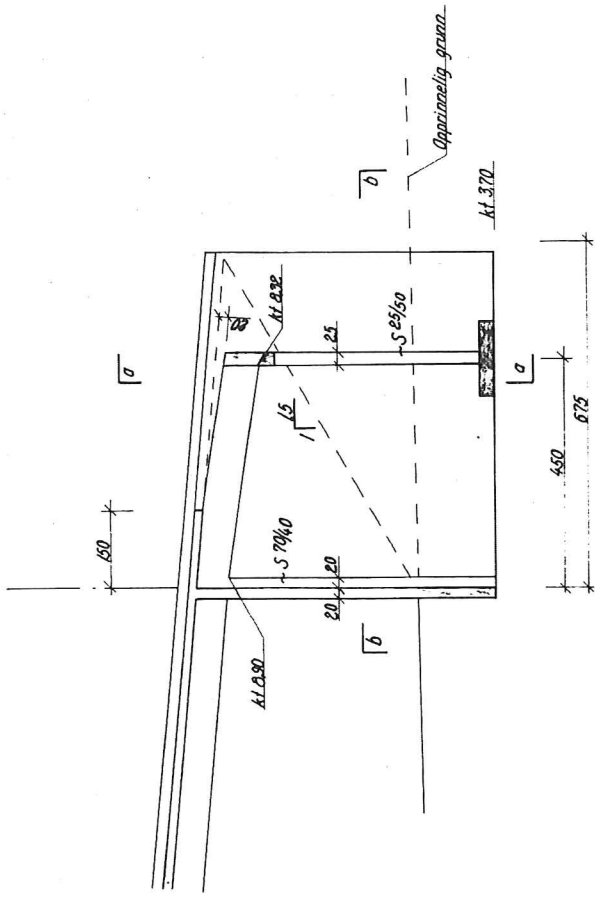
Anm.
/ søylene er # 20 lenkt buntet, parvis sammen.

varierer
Fund i akse 2 - 4 J stk.
H.g. snitt = 100
fund. på 3,00 lano

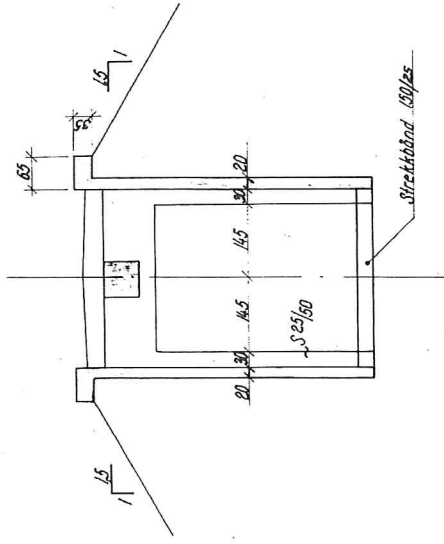
varierer
Fund i akse 17-20 4 stk.
H.g. snitt = 1150
De fundamenter, som er høyere enn dette
skal ha horizontal veggm. #12c 20 N163

Fund. 20 på lano

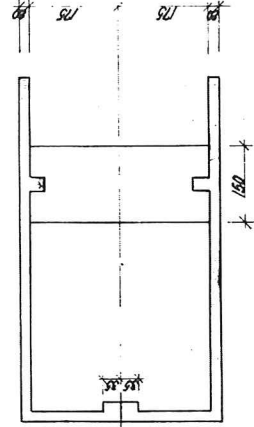
Høg. Veggm. 125		P. C. O. 17/20 1:50
Herøy Kommune		
Bru over Sør-Vaalen		1/20
Armering		
Fund. og søyler i akse 17-20, 2-4		15.09
Dr. Ingvald OLSEN		
Målt ut 19. 1. 1950 - Julemanden 1977-87		
Skjema 8. 197	Arbeid nr. 115	B
Dato	1950	I



Lengdesnitt



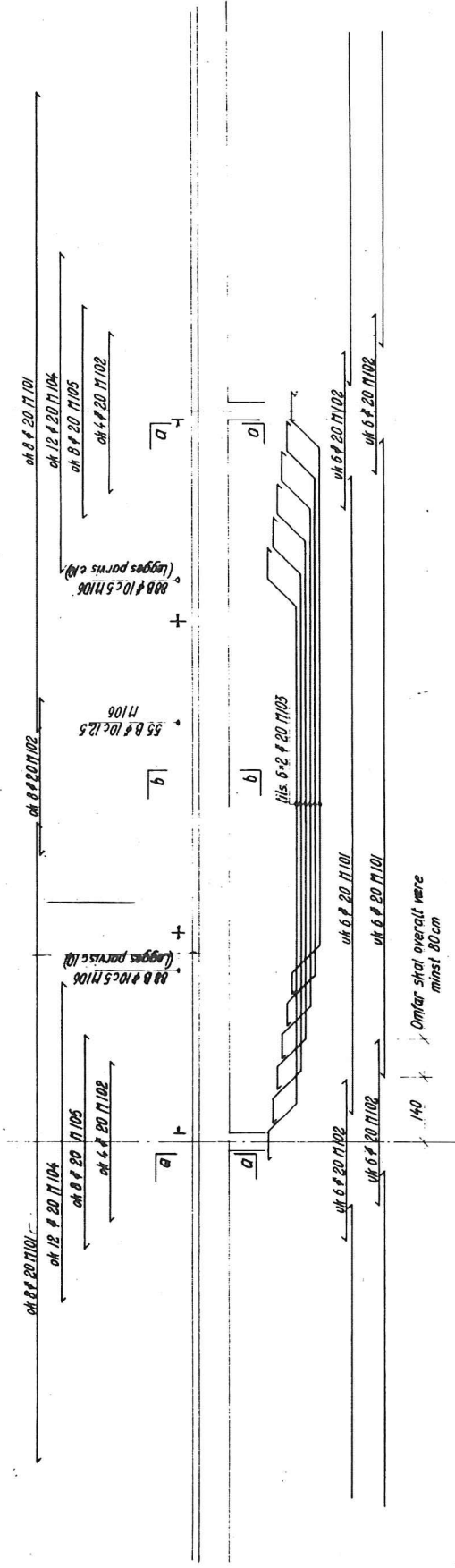
Snitt a-a



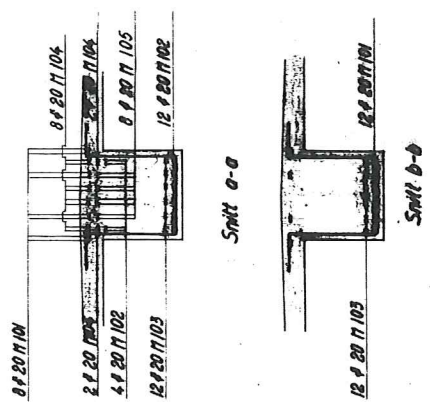
Snitt b-b

Anm: Under oppstilling med ikke telefiserende masse må det vises varsomhet og fylles utvendig og innvendig samtidig.

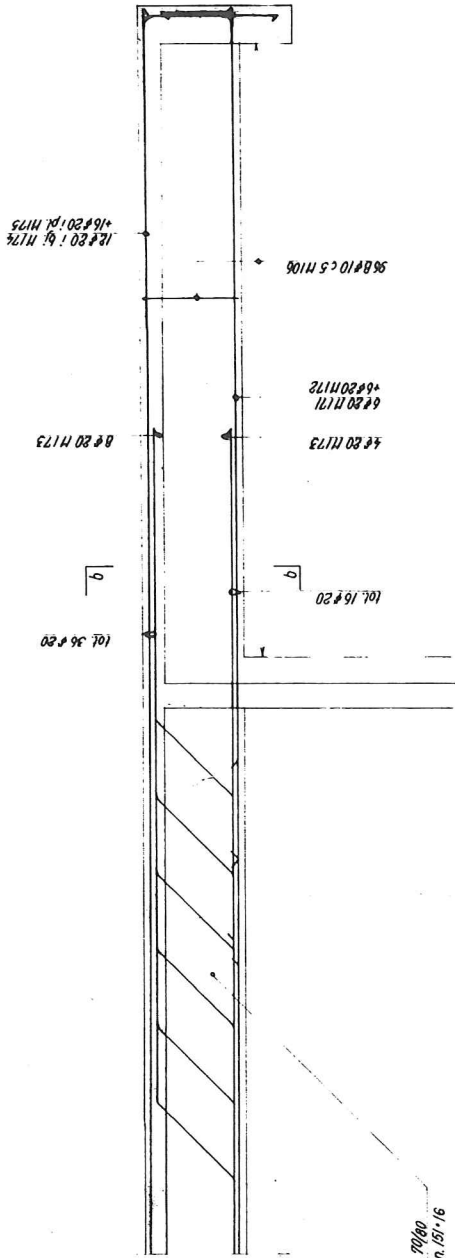
Proj. No. <i>211/78</i>		Fase <i>1</i>	
Prosjekt <i>Herøy kommune</i>		Oppdragsnr. <i>151-13</i>	
Bruk <i>Bru over Sør-Isulen</i>		Rammedybde <i>150</i>	
Løsninger <i>Lonetter aksel</i>		Materialer <i>151-13</i>	
Utarbejdet av <i>Bjørn L. Nord</i>	Dr. ing. <i>OLAV OLSEN</i>	Dr. ing. <i>OLAV OLSEN</i>	Dr. ing. <i>OLAV OLSEN</i>
Dato <i>19. 12. 87</i>	Blad <i>8</i>	Ark. <i>151-13-87</i>	



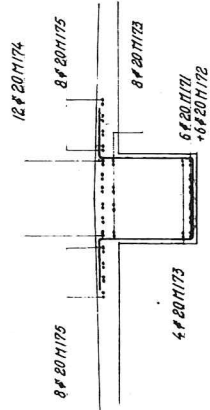
Anm.
 1. J. bjelkene er # 20 lemlt lagt, parvis inntil hverandre
 2. Omlægningsteglene for # 20 skal minst være 80 cm overalt.



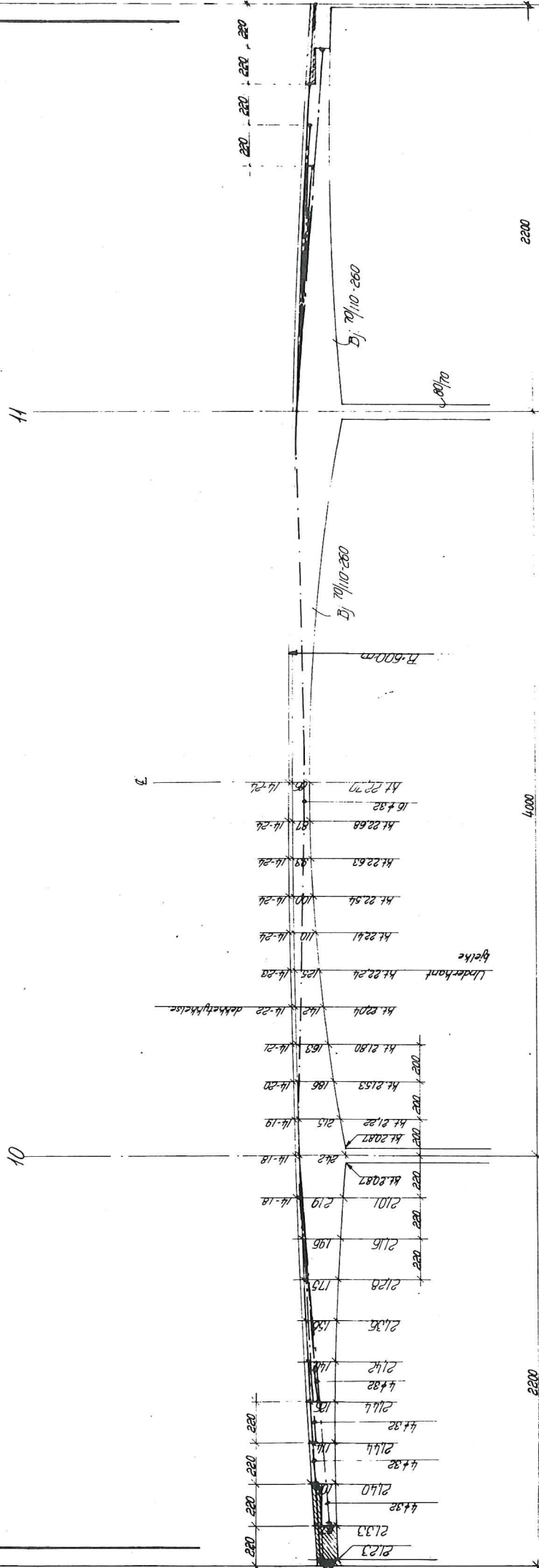
Prosjekt	Herøy kommune
Byggherrens oppdragsnr.	Brv over Sør - Væden
Byggherrens kontrakt nr.	Armering
Byggherrens kontrakt dato	Bjelke 70/80
Byggherrens kontrakt art	1/50 1/50
Byggherrens kontrakt art	5.16
Byggherrens kontrakt art	0
Byggherrens kontrakt art	1



Dette felt armeres som for bj. 70/80
tegn. 151-16

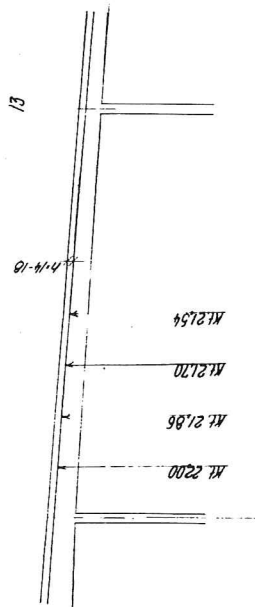


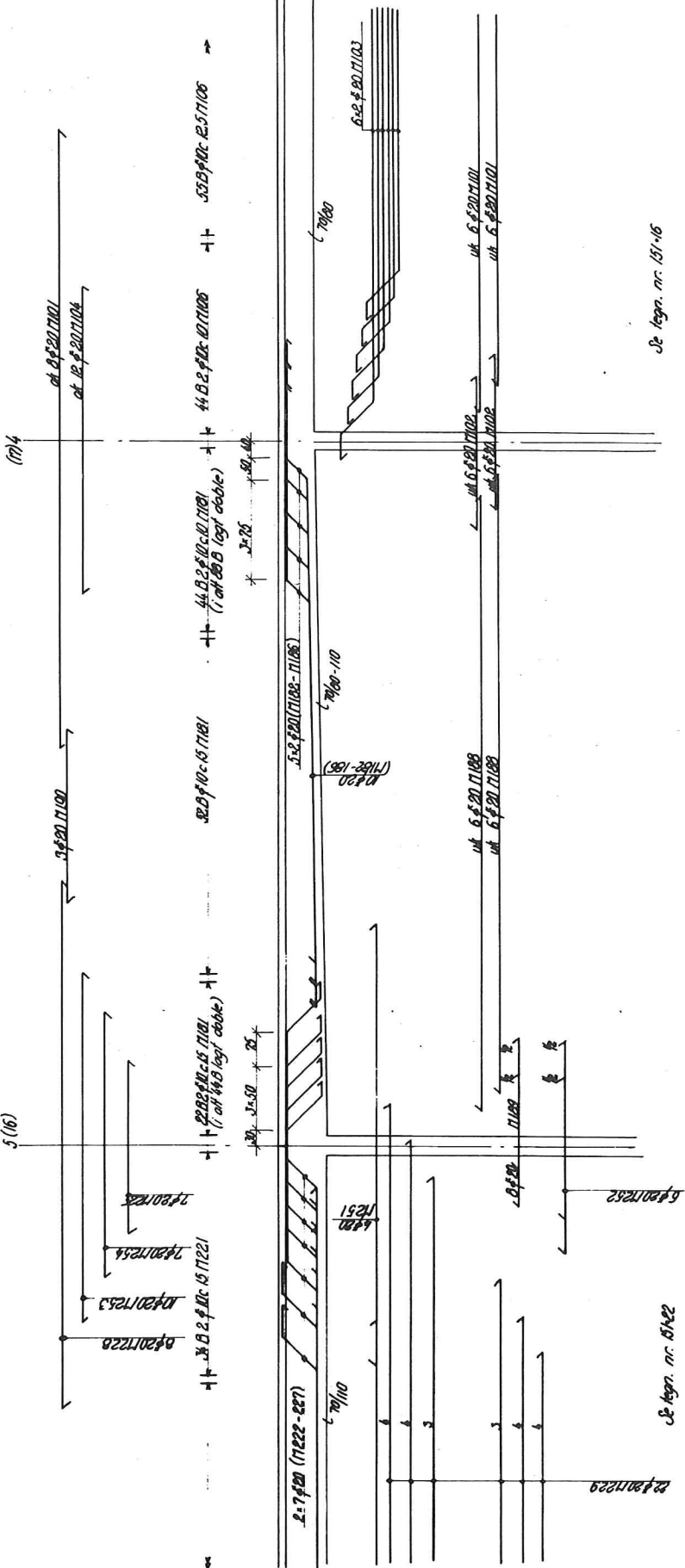
Herøy Kommune		Skala: 0.5	1/50
Bru over Sør-Kvaden Armering bj. 70/80 ved landkar		1:50	
Dr. Ingvald OLAV OLSEN Datert 18.11.1980 - Saksnummer 137797		151-17	
Prosjekt	Arbeidsnr. 580	151-17	
Dato	18.11.80	B	F



Anm.: 1. Forspennning med tils. 16 stenger 4 32
 System Ilymidag
 2. Alle dimensjoner er symmetriske om
 senter av midtspenn.
 3. forspenningskraft 49 t pr steng.
 Beregnet forlengelse 200 mm
 4. Vedr. stengenes plassering se tegn. 131-25

Prosjekt	Herøy kommune
Kommune	Herøy kommune
Objekt	Broer over Sør-Vaulen
Utgiver	Forsikling og forsøktarm. Tilvirket og sidespenn
Utgivningsdato	1/100
Utgivningsnummer	154-18
Utgiverens adresse	Dr. Ludvig OLAV OLSEN Postboks 11 - Lunde - 6600 Lunde
Utgiverens telefon	66 28 84
Utgiverens telefax	
Utgiverens e-post	





J all ved stalle:
42 #20 ok
10 #20 uk

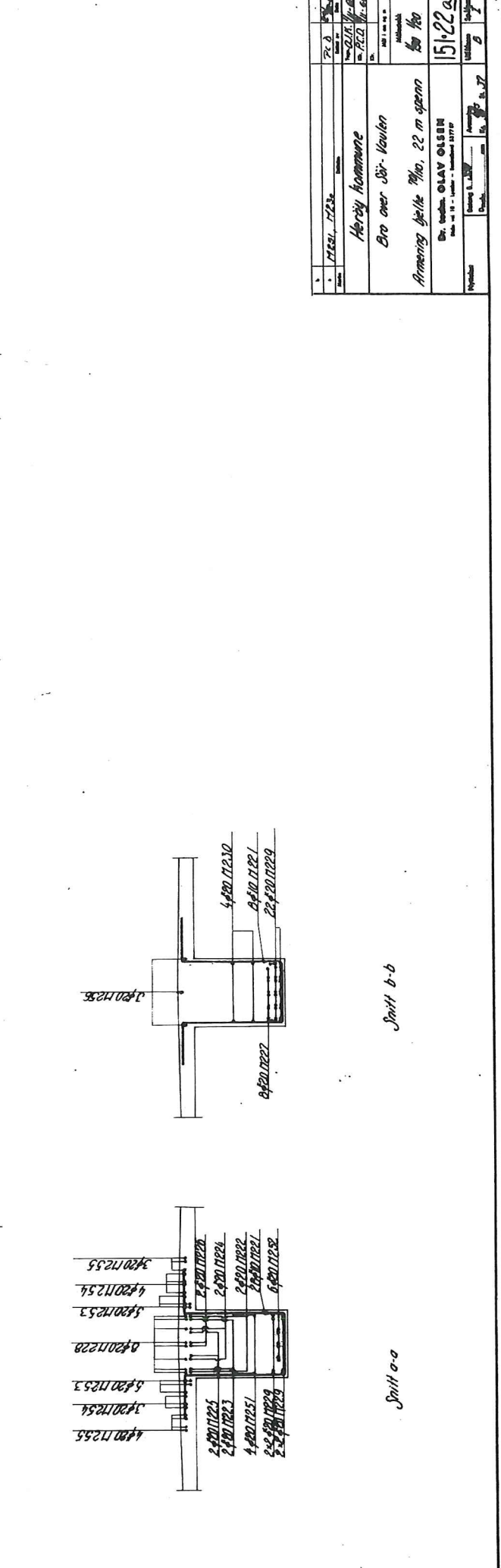
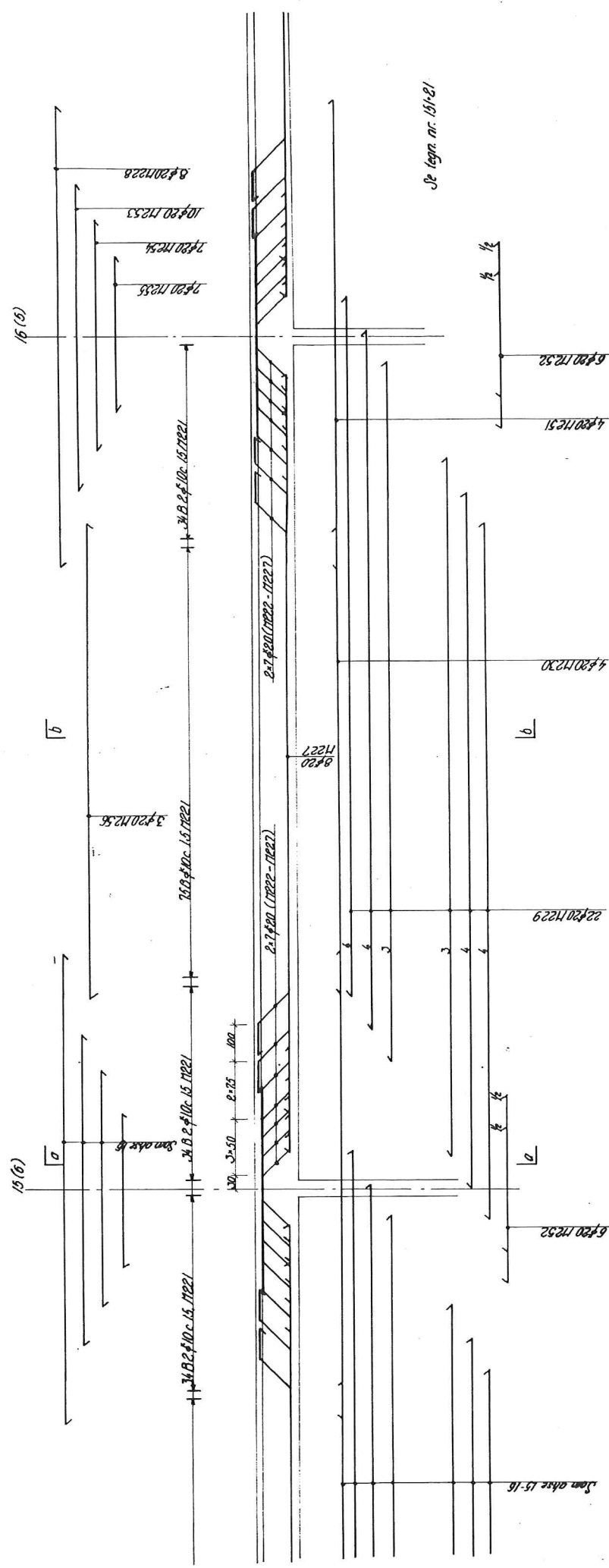
J all i felt:
34 #20 ok
25 #20 uk

J all ved stable:
28 #20 ok
12 #20 uk (inkl. 27183)

Se tegn. nr. 131-16

Se tegn. nr. 151-22

Herdy Kommune		Herdy 1. 1. 1977	
Bro over Sir-Kvælen		15. 1. 1977	
Armering		15. 1. 1977	
Djælle 7060-110, etage 4-5		15. 1. 1977	
Dr. Othob OLAV OLSEN		15. 1. 1977	
1/50		15. 1. 1977	
151.21		15. 1. 1977	
15. 1. 1977		15. 1. 1977	
15. 1. 1977		15. 1. 1977	

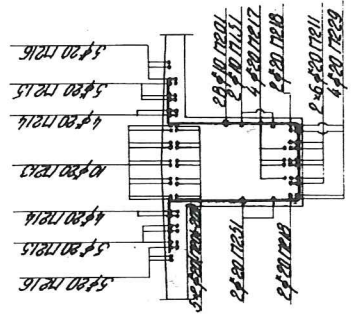
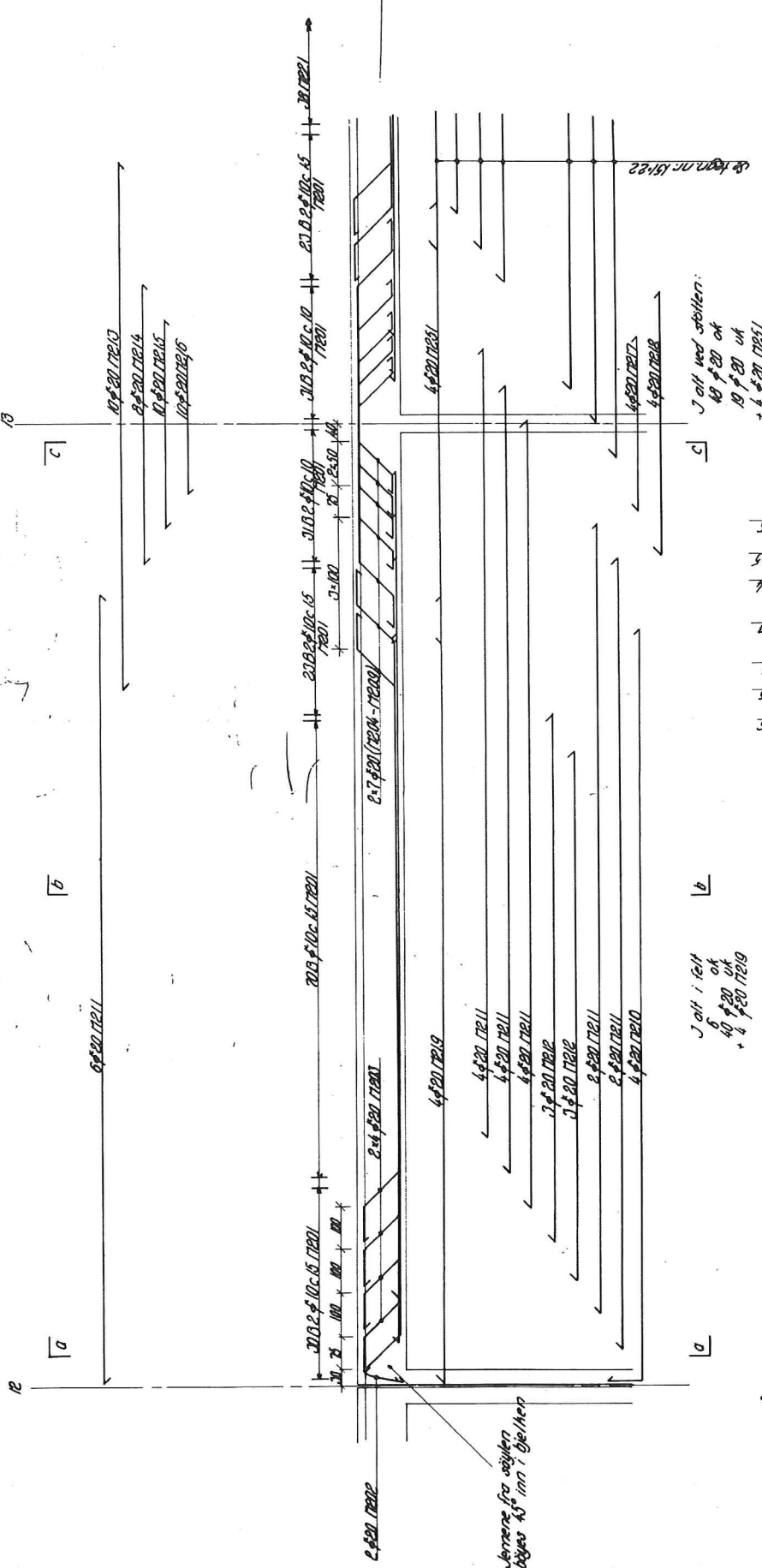


Smith b-b

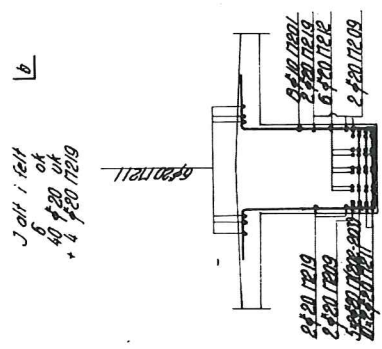
Smith a-a

Proj. No.	15181
Rev.	0
Scale	1:1
Date	15.12.22
Author	Herby Homme
Checked	Evo over Siv-Vaulen
Project	Armering bjelke No. 22 m spenn
Client	Dr. Ingvald OLAV OLSEN
Address	Postboks 11 - Lunde - Sandnes 4719
Phone	47 98 23 27
Fax	47 98 23 27
Sheet No.	6
Total Sheets	7

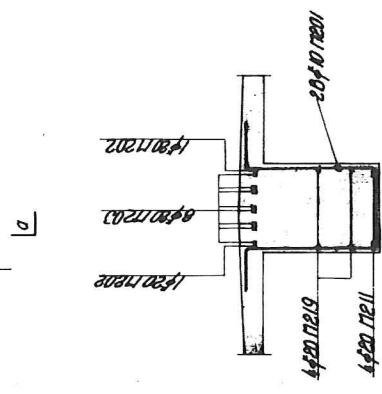
Prosjekt		Merkøy kommune	
Oppdragsnr.		Bro over Str. Keulen	
Oppdragsnavn		Armering	
Oppdragsleder		E. M. Spenn ved Kjøgen	
Oppdragsnr.		15123	
Oppdragsnavn		Dir. Tullin OLAV OLSEN	
Oppdragsleder		E. M. Spenn	
Oppdragsnr.		5.17	



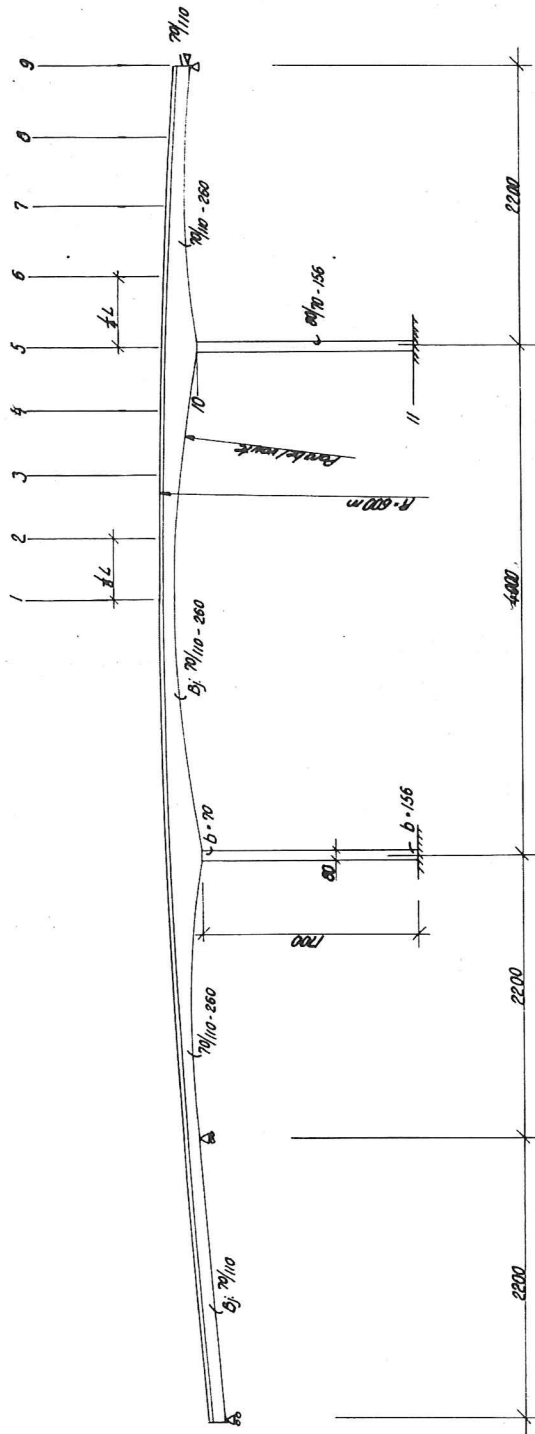
Snitt c-c



Snitt b-b



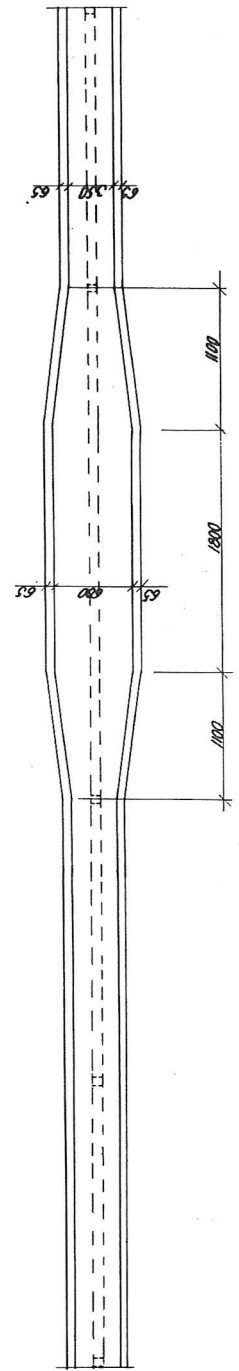
Snitt a-a



Oppriss

Ved: detaljbehandling:

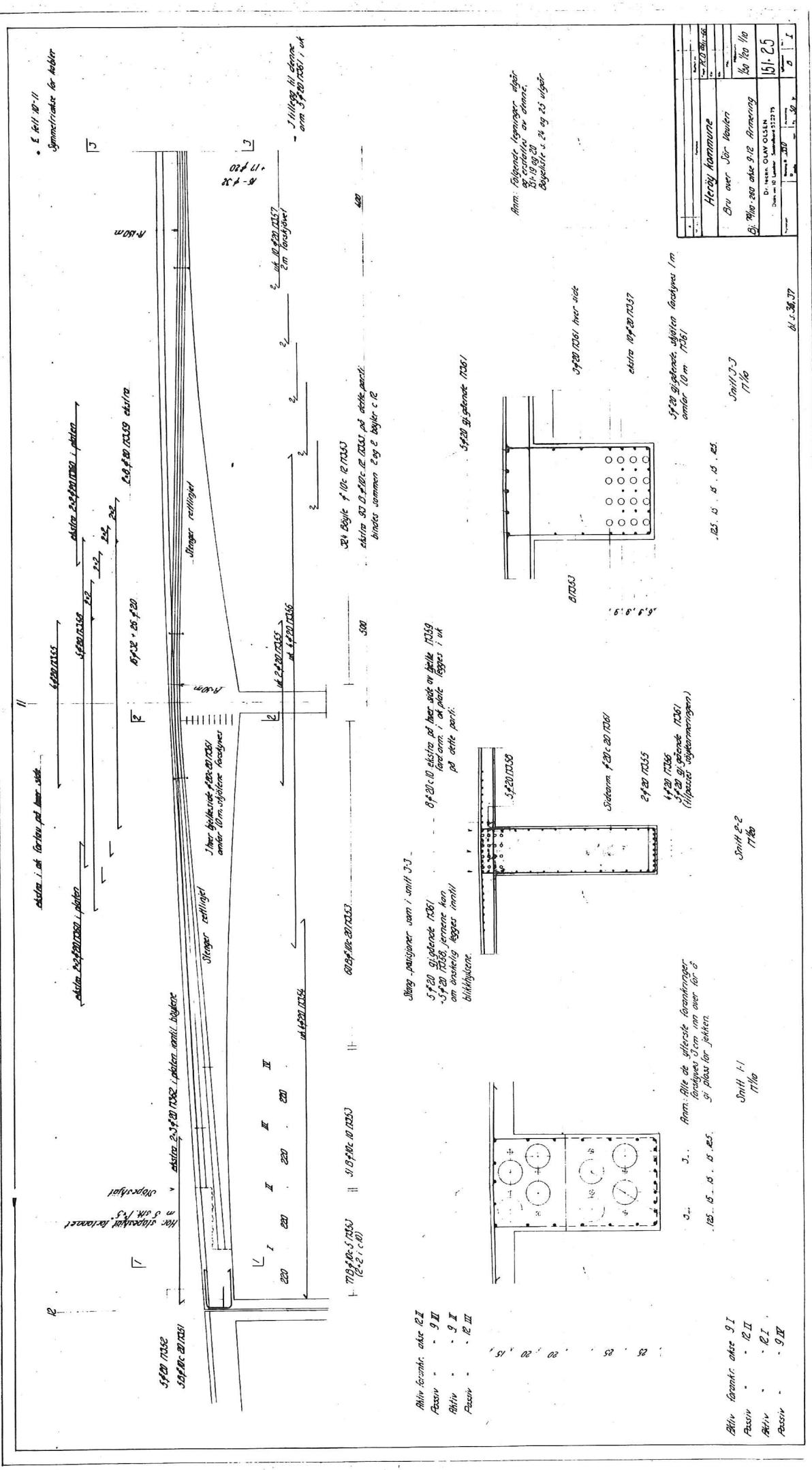
Det ønskes: Momenter fra egnet for punktene 1-11
 Influenslinjer for moment for punktene 1-11
 Prosentmomenter for punkt 5
 i henhold til forspenningsystem på tegn 151-18



Plan

Prosjekt	151-18	Blad	151-24
Oppgave	Oppriss	Skala	1:50
Utarbeidet av	Herøy kommune	Godkjent av	
Revisjon	Prosjektleder	Godkjent av	
Dr. Ingvald OLAV OLSEN			
151-18 - 151-18			

E. 1411 10-11
Symmetriske for holer



1/11 ligger på skovene
- om 3/20 1735/1 uk

Ann: Følgeret tegninger udgår
og er indlagt på skovene
og 1/11 ligger på skovene
og 3/20 1735/1 uk

Herby Kommune		By over Sør-Nord	
Dr. HENRI OLVAN OLSEN		16.1.25	
Dato for 10. Løst		16.1.25	
Dato for 10. Løst		16.1.25	

Stang, passiviser som i snit 3-3.

5 f 20 guldene 1736/1
- 5 f 20 1735, hermed kan
om ønskelig lægges inn til
blikkplater.

Ann: Alle de yllreste forankringer
forbydes å stå inn over det 6
si plass for feltet.

Snit 1-1
17/10

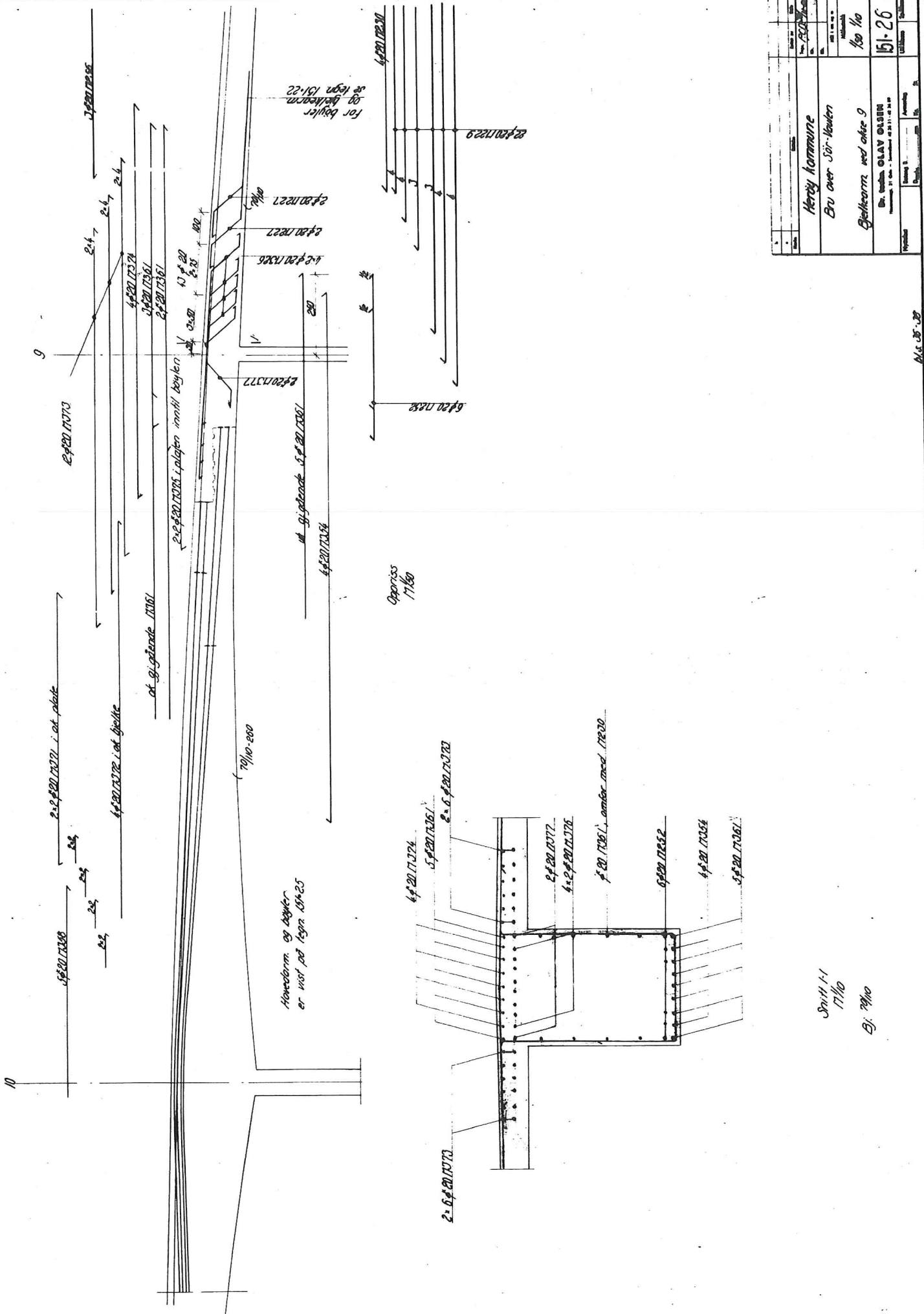
Snit 2-2
17/10

Snit 3-3
17/10

Bl. 36, 37

- Alle forankr. akse 12 I
- Passiv - 9 II
- Bliv - 9 II
- Passiv - 12 III

- Alle forankr. akse 9 I
- Passiv - 12 II
- Bliv - 12 I
- Passiv - 9 II



10

Herby kommuner
Bru over Siv-Holten
Billetorm med akse 9
Dr. Ingvær OLAV OLSEN
151-26

Dr.

100/100

151-26

Hovedform og dybde er vist på tegning 151-23

og sigtende 17101

70/10-200

Opvass 17100

For boyler og 17101 og tegning 151-22

Herby kommuner

Bru over Siv-Holten

Billetorm med akse 9

100/100

151-26

Dr.

100/100

151-26

Dr.

100/100

151-26

Dr.

100/100

151-26

Dr.

100/100

151-26

Dr.

100/100

151-26

Dr.

100/100

151-26

Dr.

100/100

151-26

Dr.

100/100

151-26

Dr.

100/100

151-26

Dr.

100/100

151-26

Dr.

100/100

151-26

Dr.

100/100

151-26

Dr.

100/100

151-26

Dr.

Vedlegg B

Kryp, Svinn og Relaksasjon

I dette vedlegget vises beregninger for svinntøyninger og kryptall for hele bjelken. For de spenn som har spennarmering er det også beregnet kryptøyning og relaksasjon i spennarmeringen. Beregningene er gjort etter NS 3473 tillegg A 9.3. [1]

NS 3473

Beregninger av kryp, svinn og relaksjon er gjort i henhold til NS 3473.

Felles konstruksjons- og materialdata:

Betongens sylindertykkfasthet	$f_{cck} := 25$
Bjelkens stegbredde	$b_s := 700\text{mm}$
Oppspenningskraft pr.kabel	$F_{\text{tension}} := 49000\text{kg}$
Antall kabler	$n := 16$
E-modul, spennstål	$E_s := 195000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Total oppspenningskraft	$F_{\text{sk.tot}} := F_{\text{tension}} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot n = 7.691 \times 10^3 \cdot \text{kN}$
Relativ luftfuktighet	$\text{RH} := 70\%$
Bruas alder i døgn	$t := 365 \cdot (2015 - 1966) = 1.788 \times 10^4$
Alder ved uttørkings start	$t_s := 28 \text{ dager}$
Alder ved belastnings start	$t_0 := 28 \text{ dager}$

Beregning av svinn og kryp i Akse 1-4

Bjelkens høyder $h := 0.800\text{m}$

Flensbredder $b_f := \frac{4.8\text{m}}{2} = 2.4\text{m}$

Effektivt tverrsnitt

Effektiv flensbredde, minste av følgende: (9.5)

- Faktiske flensbredde

$$b_f = 2.4\text{m}$$

- 10% av avstanden mellom moment nullpunkter

$$b_{10\%} := 0.1 \cdot 0.7 \cdot 16\text{m} = 1.12 \cdot \text{m} \quad b_{\text{fl.eff}} := b_{10\%} = 1.12\text{m}$$

- 8 ganger flenstykkelser

$$h_{\text{fl}} := \frac{(18 + 14)\text{cm}}{2}$$

$$b_{8g} := 8 \cdot h_{\text{fl}} = 1.28\text{m}$$

Benyttet effektivt tverrsnitt.

$$A_c := b_s \cdot h + 2 \cdot b_{\text{fl.eff}} \cdot h_{\text{fl}} = 9.184 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv omkrets

$$U := b_{\text{fl.eff}} \cdot 4 + h \cdot 2 + 2 \cdot b_s - 2 \cdot h_{\text{fl}} = 7.16 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

Effektiv tverrsnittstykkelser

$$h_0 := 2 \frac{A_c}{U} = 256.536 \cdot \text{mm}$$

Svinn­tøyning

$$\text{Svinn} \quad \varepsilon_s := -550 \cdot 10^{-6} \cdot \left[1 - \left(\frac{\text{RH}}{100} \right)^3 \right] = -3.613 \times 10^{-4}$$

$$\text{Tidsavhengigheten} \quad \beta_s := \left(\frac{t - t_s}{\frac{0.035}{\text{mm}^2} \cdot h_0^2 + t - t_s} \right)^{0.5} = 0.941$$

$$\text{Svinn­­tøyningen} \quad \varepsilon_{cs} := \varepsilon_s \cdot \beta_s = -3.401 \times 10^{-4}$$

Kryp

$$\varphi_0 := 1 + \frac{1 - \frac{\text{RH}}{100}}{0.08 \cdot \left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right)^{\frac{1}{3}}} = 1.59$$

$$\beta_1 := \frac{8.3}{3 + \sqrt{f_{cck}}} = 1.038$$

$$\beta_2 := \frac{2.4}{0.1 + t_0^{0.18}} = 1.249$$

$$\beta_h := 1.5 \cdot \left[1 + 0.00012 \cdot \left(\frac{\text{RH}}{50} \right)^{18} \right] \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 = 654.516$$

$$\beta_c := \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_h + t - t_0)} \right]^{0.3} = 0.989$$

Kryptallet

$$\varphi := \varphi_0 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_c = 2.038$$

A.9.3.2 (b)

Kryptallet føres inn i NovaFrame for videre analyser.

NS 3473

Beregninger av kryp, svinn og relaksjon er gjort i henhold til NS 3473.

Felles konstruksjons- og materialdata:

Betongens sylindertykkfasthet $f_{cck} := 25$

Bjelkens stegbredde $b_s := 700\text{mm}$

Oppspenningskraft pr.kabel $F_{\text{tension}} := 49000\text{kg}$

Antall kabler $n := 16$

E-modul, spennstål $E_s := 195000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Total oppspenningskraft $F_{\text{sk.tot}} := F_{\text{tension}} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot n = 7.691 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

Relativ luftfuktighet $\text{RH} := 70 \%$

Bruas alder i døgn $t := 365 \cdot (2015 - 1966) = 1.788 \times 10^4$

Alder ved uttørkings start $t_s := 28 \text{ dager}$

Alder ved belastnings start $t_0 := 28 \text{ dager}$

Beregning av svinn og kryp i Akse 4-5

Bjerkens høyder $h := \frac{0.800 + 1.100}{2} \text{ m} = 0.95 \text{ m}$

Flensbredder $b_f := \frac{4.8 \text{ m}}{2} = 2.4 \text{ m}$

Effektivt tverrsnitt

Effektiv flensbredde, minste av følgende: (9.5)

- Faktiske flensbredde

$$b_f = 2.4 \text{ m}$$

- 10% av avstanden mellom moment nullpunkter

$$b_{10\%} := 0.1 \cdot 0.7 \cdot 16 \text{ m} = 1.12 \cdot \text{m} \quad b_{fl,eff} := b_{10\%} = 1.12 \text{ m}$$

- 8 ganger flenstykkelsen

$$h_{fl} := \frac{(18 + 14) \text{ cm}}{2}$$

$$b_{8g} := 8 \cdot h_{fl} = 1.28 \text{ m}$$

Benyttet effektivt tverrsnitt.

$$A_c := b_s \cdot h + 2 \cdot b_{fl,eff} \cdot h_{fl} = 1.023 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv omkrets

$$U := b_{fl,eff} \cdot 4 + h \cdot 2 + 2 \cdot b_s - 2 \cdot h_{fl} = 7.46 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

Effektiv tverrsnittstykkelse

$$h_0 := 2 \frac{A_c}{U} = 274.37 \cdot \text{mm}$$

Svinntøyning

$$\text{Svinn} \quad \varepsilon_s := -550 \cdot 10^{-6} \cdot \left[1 - \left(\frac{\text{RH}}{100} \right)^3 \right] = -3.613 \times 10^{-4}$$

$$\text{Tidsavhengigheten} \quad \beta_s := \left(\frac{t - t_s}{\frac{0.035}{\text{mm}^2} \cdot h_0^2 + t - t_s} \right)^{0.5} = 0.934$$

$$\text{Svinntøyningen} \quad \varepsilon_{cs} := \varepsilon_s \cdot \beta_s = -3.373 \times 10^{-4}$$

Kryp

$$\varphi_0 := 1 + \frac{1 - \frac{\text{RH}}{100}}{0.08 \cdot \left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right)^{\frac{1}{3}}} = 1.577$$

$$\beta_1 := \frac{8.3}{3 + \sqrt{f_{cck}}} = 1.038$$

$$\beta_2 := \frac{2.4}{0.1 + t_0^{0.18}} = 1.249$$

$$\beta_h := 1.5 \cdot \left[1 + 0.00012 \cdot \left(\frac{\text{RH}}{50} \right)^{18} \right] \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 = 682.637$$

$$\beta_c := \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_h + t - t_0)} \right]^{0.3} = 0.989$$

Kryptallet for Akse 4-5

A.9.3.2 (b)

$$\varphi := \varphi_0 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_c = 2.021$$

Kryptallet føres inn i NovaFrame og analyseres av programmet.

NS 3473

Beregninger av kryp, svinn og relaksjon er gjort i henhold til NS 3473.

Felles konstruksjons- og materialdata:

Betongens sylindertykkfasthet $f_{cck} := 25$

Bjelkens stegbredde $b_s := 700\text{mm}$

Oppspenningskraft pr.kabel $F_{\text{tension}} := 49000\text{kg}$

Antall kabler $n := 16$

E-modul, spennstål $E_s := 195000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Total oppspenningskraft $F_{\text{sk.tot}} := F_{\text{tension}} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot n = 7.691 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

Relativ luftfuktighet $\text{RH} := 70 \%$

Bruas alder i døgn $t := 365 \cdot (2015 - 1966) = 1.788 \times 10^4$

Alder ved uttørkings start $t_s := 28 \text{ dager}$

Alder ved belastnings start $t_0 := 28 \text{ dager}$

Beregning av svinn og kryp i Akse 5-9

Bjelkens høyder $h := 1.100\text{m} = 1.1\text{ m}$

Flensbredder $b_f := \frac{4.8\text{m}}{2} = 2.4\text{ m}$

Effektivt tverrsnitt

Effektiv flensbredde, minste av følgende: (9.5)

- Faktiske flensbredde

$$b_f = 2.4\text{ m}$$

- 10% av avstanden mellom moment nullpunkter

$$b_{10\%} := 0.1 \cdot 0.7 \cdot 16\text{m} = 1.12 \cdot \text{m} \quad b_{\text{fl.eff}} := b_{10\%} = 1.12\text{ m}$$

- 8 ganger flenstykkelsen

$$h_{\text{fl}} := \frac{(18 + 14)\text{cm}}{2}$$

$$b_{8g} := 8 \cdot h_{\text{fl}} = 1.28\text{ m}$$

Benyttet effektivt tverrsnitt.

$$A_c := b_s \cdot h + 2 \cdot b_{\text{fl.eff}} \cdot h_{\text{fl}} = 1.128 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv omkrets

$$U := b_{\text{fl.eff}} \cdot 4 + h \cdot 2 + 2 \cdot b_s - 2 \cdot h_{\text{fl}} = 7.76 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

Effektiv tverrsnittstykkelser

$$h_0 := 2 \frac{A_c}{U} = 290.825 \cdot \text{mm}$$

Svinntøyning

Svinn $\varepsilon_s := -550 \cdot 10^{-6} \cdot \left[1 - \left(\frac{\text{RH}}{100} \right)^3 \right] = -3.613 \times 10^{-4}$

Tidsavhengigheten $\beta_s := \left(\frac{t - t_s}{\frac{0.035}{\text{mm}^2} \cdot h_0^2 + t - t_s} \right)^{0.5} = 0.926$

Svinntøyningen $\varepsilon_{cs} := \varepsilon_s \cdot \beta_s = -3.347 \times 10^{-4}$

Kryp

$$\varphi_0 := 1 + \frac{1 - \frac{\text{RH}}{100}}{0.08 \cdot \left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right)^{\frac{1}{3}}} = 1.566$$

$$\beta_1 := \frac{8.3}{3 + \sqrt{f_{\text{cck}}}} = 1.038$$

$$\beta_2 := \frac{2.4}{0.1 + t_0^{0.18}} = 1.249$$

$$\beta_h := 1.5 \cdot \left[1 + 0.00012 \cdot \left(\frac{\text{RH}}{50} \right)^{18} \right] \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 = 708.584$$

$$\beta_c := \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_h + t - t_0)} \right]^{0.3} = 0.988$$

Kryptallet for akse 5 til 9

$$\varphi := \varphi_0 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_c = 2.006$$

A.9.3.2 (b)

Kryptallet føres inn i NovaFrame modell som analyserer last data.

Utregning av kryptøyning

Spenningen i betongen regnes ut lasttilfelle av egenvekt. Moment fra sum av egenvekt er hentet ut fra NovaFrame modell. Betongspenningene er beregnet i vedlegget for momentkapasiteter.

Største positive moment mellom akse 5 og 9 $M_p := 1539 \text{ kN} \cdot \text{m}$ Element 850

Største negative moment mellom akse 5 og 9 $M_n := -2472.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$ Element 800

Gir:
$$\sigma_{c.felt} := 3.458 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

E-modul
$$E_{ck} := 9500 \cdot (f_{cck})^{0.3} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 2.495 \times 10^{10} \text{ Pa}$$

Kryptøyning
$$\varepsilon_{cc} := \frac{\sigma_{c.felt}}{E_{ck}} = 1.386 \times 10^{-4}$$

NS 3473

Beregninger av kryp, svinn og relaksjon er gjort i henhold til NS 3473.

Felles konstruksjons- og materialdata:

Betongens sylindertykkfasthet $f_{cck} := 25$

Bjelkens stegbredde $b_s := 700\text{mm}$

Oppspenningskraft pr.kabel $F_{\text{tension}} := 49000\text{kg}$

Antall kabler $n := 16$

E-modul, spennstål $E_s := 195000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Total oppspenningskraft $F_{\text{sk.tot}} := F_{\text{tension}} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot n = 7.691 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

Relativ luftfuktighet $\text{RH} := 70\%$

Bruas alder i døgn $t := 365 \cdot (2015 - 1966) = 1.788 \times 10^4$

Alder ved uttørkings start $t_s := 28 \text{ dager}$

Alder ved belastnings start $t_0 := 28 \text{ dager}$

Beregning av svinn og kryp i Akse 9-12

Bjelkens høyder $h := 1.610\text{m}$

Flensbredder $b_f := \frac{7.3\text{m}}{2} = 3.65\text{m}$

Effektivt tverrsnitt

Effektiv flensbredde, minste av følgende:

(9.5)

- Faktiske flensbredde

$$b_f = 3.65\text{ m}$$

- 10% av avstanden mellom moment nullpunkter

$$b_{10\%} := 0.1 \cdot 0.7 \cdot 40\text{m} = 2.8 \cdot \text{m}$$

- 8 ganger flenstykkelser

$$h_{fl} := \frac{(24 + 17)\text{cm}}{2}$$

$$b_{8g} := 8 \cdot h_{fl} = 1.64\text{ m}$$

$$b_{fl,eff} := b_{8g} = 1.64\text{ m}$$

Benyttet effektivt tverrsnitt.

$$A_c := b_s \cdot h + 2 \cdot b_{fl,eff} \cdot h_{fl} = 1.799 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv omkrets

$$U := b_{fl,eff} \cdot 4 + h \cdot 2 + 2 \cdot b_s - 2 \cdot h_{fl} = 1.077 \times 10^4 \cdot \text{mm}$$

Effektiv tverrsnittstykkelser

$$h_0 := 2 \frac{A_c}{U} = 334.15 \cdot \text{mm}$$

Svinn­tøyning

$$\text{Svinn} \quad \varepsilon_s := -550 \cdot 10^{-6} \cdot \left[1 - \left(\frac{\text{RH}}{100} \right)^3 \right] = -3.613 \times 10^{-4}$$

$$\text{Tidsavhengigheten} \quad \beta_s := \left(\frac{t - t_s}{\frac{0.035}{\text{mm}^2} \cdot h_0^2 + t - t_s} \right)^{0.5} = 0.906$$

$$\text{Svinn­­tøyningen} \quad \varepsilon_{cs} := \varepsilon_s \cdot \beta_s = -3.273 \times 10^{-4}$$

Kryp

$$\varphi_0 := 1 + \frac{1 - \frac{\text{RH}}{100}}{0.08 \cdot \left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right)^{\frac{1}{3}}} = 1.54$$

$$\beta_1 := \frac{8.3}{3 + \sqrt{f_{cck}}} = 1.038$$

$$\beta_2 := \frac{2.4}{0.1 + t_0^{0.18}} = 1.249$$

$$\beta_h := 1.5 \cdot \left[1 + 0.00012 \cdot \left(\frac{\text{RH}}{50} \right)^{18} \right] \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 = 776.901$$

$$\beta_c := \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_h + t - t_0)} \right]^{0.3} = 0.987$$

Kryptallet

$$\varphi := \varphi_0 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_c = 1.971$$

A.9.3.2 (b)

--■

Kryptallet føres videre inn i NovaFrame for analyser

Utrekning av kryptøyning

Betongspenningen regnes ut fra et lasttilfelle med spennarmering sentrisk som gir likt trykk i hele tverrsnittet. Det er da antatt at momenter fra egenvekt og spennarmering utligner hverandre.

Oppspenningskraft pr. spennarmering

$$F_{\text{tension}} = 4.9 \times 10^4 \text{ kg}$$

Antall

$$n = 16$$

Betongspenning

$$\sigma_c := \frac{-F_{\text{sk.tot}}}{A_c} = -4.274 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

E-modul

$$E_{\text{ck}} := 9500 \cdot (f_{\text{cck}})^{0.3} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 2.495 \times 10^4 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kryptøyning

$$\varepsilon_{\text{cc}} := \frac{(\sigma_c \cdot \varphi)}{E_{\text{ck}}} = -3.376 \times 10^{-4}$$

Relaksasjon i spennarmering: ref. NS 3473 - A.9.3.3

Kabel lengde

$$L_{\text{S.kabel}} := 73\text{m}$$

Spennarmerings areal

$$A_s := 16 \cdot 804 \text{mm}^2$$

Lengdeendring grunnet svinn og kryp

$$\Delta_{\text{s.kabel}} := L_{\text{S.kabel}} \cdot \frac{(\varepsilon_{\text{cc}} + \varepsilon_{\text{cs}})}{2} = -24.267 \cdot \text{mm}$$

Kraft i spennstål
etteroppspenning

$$\sigma_{ok} := \frac{F_{sk.tot}}{A_s} = 597.873 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Oppspenningsprose

$$P_{stress} := \frac{\sigma_{ok}}{835 \frac{N}{mm^2}} = 71.602 \cdot \%$$

Endring i kraft i spennstål
grunnet lengdeendring

$$\Delta\sigma := E_s \cdot \frac{\Delta s.kabel}{L_{S.kabel}} = -64.824 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Spenning etter relaksasjon

$$\sigma_R := \sigma_{ok} + \Delta\sigma = 533.05 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Spenningstap prosent

$$R_p := \frac{\Delta\sigma}{\sigma_{ok}} = -10.842 \cdot \%$$

Verdi fra figur 1, kurve b:

$$S_1 := 45$$

$$S_2 := 67$$

Vedlegg C

Vindlast

Dette vedlegget inneholder beregninger av laster som kommer fra vind. Beregningene er gjort etter NS-EN 1991-1-4, Laster på konstruksjoner del 1-4: Almenne laster, Vindlaster. Lastene er beregnet etter forenklet metode.

Vindlast

Håndbok 185

Nerlandsøybrua er en bjelke-platebru med største spenn på 40 meter. Antar laveste egensvigningsperiode til å være mindre en 2 sekunder. Dette gir vindklasse 1. Det trengs da ikke å tas hensyn til dynamiske virkninger.

2.5.2

NS-EN 1991-1-4

Vindlast uten trafikk

Herøy kommune: $v_{b0} := 30 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ Tabell NA.4(901.1)

Retningsfaktor Vindretning fra sør-vest $c_{dir} := 1.0$ Tabell NA.4 (901.4)

Årstidsfaktor Vinter verdi velges. $c_{season} := 1.0$

Nivåfaktor $c_{alt} := 1.0$
 $v_o := v_{b0}$

Sannsynlighetsfaktor $k := 0.2$ $n := 0.5$

Returperiode på 50 år $p := 0.02$

$$c_{prob} := \left[\frac{(1 - k \cdot \ln(-\ln(1 - p)))}{(1 - k \cdot \ln(-\ln(0.98)))} \right]^n = 1 \quad (4.2)$$

Basisvindhastigheten $v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b0} = 30 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ (NA 4.1)

Luft densitet $\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

Basisvindhastighetstrykk $q_b := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0.563 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ (4.10)

4.3 Middelvind:

Høyde	$z := 22\text{m}$		
Minste høyde:	$z_{\min} := 1\text{m}$	Kategori 1	Tabell 4.1.
Ruhetslengde	$z_{0.I} := 0.01\text{m}$	Kategori 1	
	$z_{0.II} := 0.05\text{m}$	Kategori 2	
Terrengruhetsfaktor	$k_r := 0.19 \cdot \left(\frac{z_{0.I}}{z_{0.II}} \right)^{0.07} = 0.17$		(4.5)
Ruhetsfaktor	$C_r := \begin{cases} \left(k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_{0.I}} \right) \right) & \text{if } z_{\min} < z \\ \left(\left(k_r \cdot \ln \left(\frac{z_{\min}}{z_{0.I}} \right) \right) \right) & \text{if } z \leq z_{\min} \end{cases}$		$= 1.306$ (4.4)
Terrengform	$C_0 := 1.0$		
Stedsvindhastighet	$v_m := C_r \cdot C_0 \cdot v_b = 39.194 \frac{\text{m}}{\text{s}}$		(4.3)

4.4 Vindturbulens:

Turbulensfaktor	$k_l := 1$	Anbefalt verdi	
Standardavvik	$\sigma_v := k_r \cdot v_b \cdot k_l = 5.093 \frac{\text{m}}{\text{s}}$		(4.6)
Turbulensiteten	$I_v := \frac{\sigma_v}{v_m} = 0.13$		(4.7)

4.5 Vindkasthastighetstrykk:

$$\text{Vindkasthastighetstrykk} \quad q_p := \left(1 + 7 \cdot I_V\right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 = 1.833 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (4.8)$$

$$\text{Eksponeeringsfaktor} \quad c_e := \frac{q_p}{q_b} = 3.259 \quad (4.9)$$

8.3 Kraffaktorer:

$$\text{Kraffaktor x-retning} \quad C_{f,x} := C_{fx,0} \quad (8.1)$$

Beregning av $C_{fx,0}$. Uten trafikk,

$$\text{Rekkverk} \quad d_r := 0.6\text{m}$$

Tabell 8.1

Akse 1-4

$$b_1 := 4.8\text{m} \quad d_1 := 1.15\text{m} \quad d_{\text{tot}1} := d_1 + d_r \quad \frac{b_1}{d_{\text{tot}1}} = 2.743 \quad \text{gir: } C_{fx,0.1} := 1.65$$

Akse 4-9

$$b_2 := 4.8\text{m} \quad d_2 := 1.27\text{m} \quad d_{\text{tot}2} := d_2 + d_r \quad \frac{b_2}{d_{\text{tot}2}} = 2.567 \quad \text{gir: } C_{fx,0.2} := 1.7$$

Akse 9-10

$$b_3 := 4.8\text{m} \quad d_3 := 1.864\text{m} \quad d_{\text{tot}3} := d_3 + d_r \quad \frac{b_3}{d_{\text{tot}3}} = 1.948 \quad \text{gir: } C_{fx,0.3} := 1.85$$

Akse 10-11

$$b_4 := 7.3\text{m} \quad d_4 := 1.758\text{m} \quad d_{\text{tot}4} := d_4 + d_r \quad \frac{b_4}{d_{\text{tot}4}} = 3.096 \quad \text{gir: } C_{fx,0.4} := 1.6$$

d_3 og d_4 er funnet ved gjennomsnittskalkulasjon av høydene spenn fra akse 9-10 og 10-11

Referansearealet

$$\begin{aligned}A_{\text{ref.x1}} &:= d_{\text{tot1}} \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 1.75 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}} \\A_{\text{ref.x2}} &:= d_{\text{tot2}} \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 1.87 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}} \\A_{\text{ref.x3}} &:= d_{\text{tot3}} \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 2.464 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}} \\A_{\text{ref.x4}} &:= d_{\text{tot4}} \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 2.358 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}\end{aligned}\tag{8.3.1}$$

8.3.2 Kraft i x-retning - Forenklet metode:

$$\text{Vindlastfaktoren } C_1 := c_e \cdot C_{\text{fx.0.1}} = 5.378$$

$$C_2 := c_e \cdot C_{\text{fx.0.2}} = 5.541$$

$$C_3 := c_e \cdot C_{\text{fx.0.3}} = 6.03$$

$$C_4 := c_e \cdot C_{\text{fx.0.4}} = 5.215$$

$$\text{Akse 1-4} \quad F_{\text{w.x.1}} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_1 \cdot A_{\text{ref.x1}} = 5.294 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}\tag{8.2}$$

$$\text{Akse 4-9} \quad F_{\text{w.x.2}} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_2 \cdot A_{\text{ref.x2}} = 5.828 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Akse 9-10} \quad F_{\text{w.x.3}} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_3 \cdot A_{\text{ref.x3}} = 8.357 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Akse 10-11} \quad F_{\text{w.x.4}} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_4 \cdot A_{\text{ref.x4}} = 6.917 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

8.3.3 Kraft i z-retning - Forenklet metode:

$$\text{Akse 1-4} \quad A_{\text{ref.z1}} := b_1 \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 4.8 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}} \quad (8.3)$$

$$\text{Akse 4-9} \quad A_{\text{ref.z2}} := b_2 \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 4.8 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Akse 9-10} \quad A_{\text{ref.z3}} := b_3 \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 4.8 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Akse 10-11} \quad A_{\text{ref.z4}} := b_4 \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 7.3 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Løftekraftfaktor} \quad c_{f,z} := 0.9$$

$$\text{Vindlastfaktor} \quad C_z := c_e \cdot c_{f,z} = 2.933$$

$$\text{Akse 1-4} \quad F_{w,z.1} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_z \cdot A_{\text{ref.z1}} = 7.92 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (8.2)$$

$$\text{Akse 4-9} \quad F_{w,z.2} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_z \cdot A_{\text{ref.z2}} = 7.92 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Akse 9-10} \quad F_{w,z.3} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_z \cdot A_{\text{ref.z3}} = 7.92 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Akse 10-11} \quad F_{w,z.4} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_z \cdot A_{\text{ref.z4}} = 12.045 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

8.3.4 Kraft i y-retning - Forenklet metode:

$$\text{Akse 1-4} \quad F_{w,y.1} := \frac{F_{w,x.1}}{4} = 1.323 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Akse 4-9} \quad F_{w,y.2} := \frac{F_{w,x.2}}{4} = 1.457 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Akse 9-10} \quad F_{w,y.3} := \frac{F_{w,x.3}}{4} = 2.089 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Akse 10-11} \quad F_{w,y.4} := \frac{F_{w,x.4}}{4} = 1.729 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindlast med trafikk

Med kjøretøy legges det til 2 meter til høyden d . samtidig som vind hastigheten v_m reduseres til v_{kast} . Faktorer som ikke forandres ved vindlast på brua er beskrevet under beregningene for vindlast uten trafikk.

4.3 Middelvind:

$$\text{Maksimal kastvind for biltrafikk} \quad v_p := 35 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{NA.8.1(4)}$$

$$\text{Toppfaktor} \quad k_p := 3.5$$

$$\text{Stedsvindhastighet med trafikk} \quad v_{m'} := \frac{v_p}{\sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot l_v}} = 25.328 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$\text{Basisvindhastighetstrykk med trafikk} \quad v_b' := \frac{v_{m'}}{C_r \cdot C_0} = 19.387 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (4.10)$$

4.5 Vindkasthastighetstrykk:

$$\text{Vindkasthastighetstrykk} \quad q_{p'} := (1 + 7 \cdot I_V) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m'^2 = 0.766 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (4.8)$$

$$\text{Basisvindhastighetstrykk} \quad q_{b'} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b'^2 = 0.235 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (4.10)$$

$$\text{Eksponeeringsfaktor} \quad c_{e'} := \frac{q_{p'}}{q_{b'}} = 3.259 \quad (4.9)$$

8.3 Kraeffaktorer:

$$\text{Kraeffaktor x-retning} \quad C_{f,x} := C_{f,x,0} \quad (8.1)$$

Beregning av $C_{f,x,0}$ med trafikk. For trafikk sees det bort fra rekkverk og det legges det til en høyde på 2 meter over hele brua etter 8.3.1(5)a.

$$\text{Tillegg grunnet trafikk} \quad d_t := 2\text{m}$$

$$\text{Akse 1-4} \quad d_{1\text{tot}} := d_1 + d_t = 3.15\text{m} \quad \frac{b_1}{d_{1\text{tot}}} = 1.524 \quad C_{f,x'.0.1} := 2.05$$

$$\text{Akse 4-9} \quad d_{2\text{tot}} := d_2 + d_t = 3.27\text{m} \quad \frac{b_2}{d_{2\text{tot}}} = 1.468 \quad C_{f,x'.0.2} := 2.05$$

$$\text{Akse 9-10} \quad d_{3\text{tot}} := d_3 + d_t = 3.864\text{m} \quad \frac{b_3}{d_{3\text{tot}}} = 1.242 \quad C_{f,x'.0.3} := 2.15$$

$$\text{Akse 10-11} \quad d_{4\text{tot}} := d_4 + d_t = 3.758\text{m} \quad \frac{b_4}{d_{4\text{tot}}} = 1.943 \quad C_{f,x'.0.4} := 1.9$$

Referansearealet	$A_{\text{ref'.x.1}} := d_{1\text{tot}} \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 3.15 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$ $A_{\text{ref'.x.2}} := d_{2\text{tot}} \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 3.27 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$ $A_{\text{ref'.x.3}} := d_{3\text{tot}} \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 3.864 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$ $A_{\text{ref'.x.4}} := d_{4\text{tot}} \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 3.758 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$	(8.3.1)
------------------	---	---------

8.3.2 Kraft i x-retning med trafikk - Forenklet metode:

Vindlastfaktoren	$C'_1 := c_e \cdot C_{\text{fx'.0.1}} = 6.682$ $C'_2 := c_e \cdot C_{\text{fx'.0.2}} = 6.682$ $C'_3 := c_e \cdot C_{\text{fx'.0.3}} = 7.008$ $C'_4 := c_e \cdot C_{\text{fx'.0.4}} = 6.193$
------------------	---

Akse 1-4	$F'_{\text{w.x.1}} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b'^2 \cdot C'_1 \cdot A_{\text{ref'.x.1}} = 4.944 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	(8.2)
Akse 4-9	$F'_{\text{w.x.2}} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b'^2 \cdot C'_2 \cdot A_{\text{ref'.x.2}} = 5.132 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	
Akse 9-10	$F'_{\text{w.x.3}} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b'^2 \cdot C'_3 \cdot A_{\text{ref'.x.3}} = 6.361 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	
Akse 10-11	$F'_{\text{w.x.4}} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b'^2 \cdot C'_4 \cdot A_{\text{ref'.x.4}} = 5.467 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	

8.3.3 Kraft i z-retning med trafikk - Forenklet metode:

$$\text{Akse 1-4} \quad A'_{\text{ref.z1}} := b_1 \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 4.8 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}} \quad (8.3)$$

$$\text{Akse 4-9} \quad A'_{\text{ref.z2}} := b_2 \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 4.8 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Akse 9-10} \quad A'_{\text{ref.z3}} := b_3 \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 4.8 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Akse 10-11} \quad A'_{\text{ref.z4}} := b_4 \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 7.3 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Vindlastfaktor} \quad C'_z := c_e \cdot c_{f,z} = 2.933$$

$$\text{Akse 1-4} \quad F'_{\text{w.z.1}} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b'^2 \cdot C'_z \cdot A'_{\text{ref.z1}} = 3.308 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (8.2)$$

$$\text{Akse 4-9} \quad F'_{\text{w.z.2}} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b'^2 \cdot C'_z \cdot A'_{\text{ref.z2}} = 3.308 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Akse 9-10} \quad F'_{\text{w.z.3}} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b'^2 \cdot C'_z \cdot A'_{\text{ref.z3}} = 3.308 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Akse 10-11} \quad F'_{\text{w.z.4}} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b'^2 \cdot C'_z \cdot A'_{\text{ref.z4}} = 5.03 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

8.3.4 Kraft i y-retning trafikk - Forenklet metode:

$$\text{Akse 1-4} \quad F'_{w.y.1} := \frac{F'_{w.x.1}}{4} = 1.236 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Akse 4-9} \quad F'_{w.y.2} := \frac{F'_{w.x.2}}{4} = 1.283 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Akse 9-10} \quad F'_{w.y.3} := \frac{F'_{w.x.3}}{4} = 1.59 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Akse 10-11} \quad F'_{w.y.4} := \frac{F'_{w.x.4}}{4} = 1.367 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vedlegg D

Rissvidder

I dette vedlegget fremvises målinger som ble gjort av rissvidder i brubjelke felt akse 2-3

Avstand fra akse 3	Rissvidde 1	Rissvidde 2	Rissvidde 3	Gjennomsnitt	Sum pr. meter (mm)
3,77	Avskaling, synlig armering			0,00	
4,2	Avskaling, synlig armering			0,00	
4,79	0,05	0,3	0,15	0,17	0,17
5,1	0,1	0,15	0,1	0,12	
5,47	0,05	0,15		0,10	
5,59	0,1	0,2		0,15	
5,69	0,15	0,25		0,20	
5,78	0,15	0,1		0,13	
5,88	0,15	0,15		0,15	0,84
6,17	0,2	0,2		0,20	
6,28	0,2	0,15		0,18	
6,42	Synlig armering, avskaling			0,00	
6,56	0,1	0,2		0,15	
6,8	0,2	Avskaling, frilagt armering		0,13	
6,91	0,15	Avskaling, frilagt armering		0,10	0,76
7	0,15	0,1		0,13	
7,1	0,2	0,05	0,15	0,13	
7,28	0,1	0,1		0,10	
7,4	0,15	0,15		0,15	
7,54	0,15	0,15		0,15	
7,77	0,3		0,2	0,25	
7,88	0,1	0,1		0,10	1,01
8,05	0,2	0,1		0,15	
8,19	0,05	0,15		0,10	
8,28	0,1	0,1		0,10	
8,57	0,15	0,25		0,20	
8,78	0,05	0,2	0,15	0,13	
8,96	0,15	0,2		0,25	0,93

Vedlegg E

Kloridprøver

Prøvenummer	Prøvepunkt	Dybde	Kloridinnhold[%]
1	0m N	0-20mm	0,281
2	0m N	20-40mm	0,262
3	2m N	0-20mm	0,373
4	2m N	20-40mm	0,208
5	4m N	0-20mm	0,446
6	4m N	20-40mm	0,33
7	6m N	0-20mm	0,363
8	6m N	20-40mm	0,239
9	8m N	0-20mm	0,205
10	8m N	20-40mm	0,312
11	0m S	0-20mm	0,185
12	0m S	20-40mm	0,135
13	2m S	0-20mm	0,287
14	2m S	20-40mm	0,194
15	4m S	0-20mm	0,195
16	4m S	20-40mm	0,161
17	6m S	0-20mm	0,196
18	6m S	20-40mm	0,15
19	8m S	0-20mm	0,246
20	8m S	20-40mm	0,178
21	0m U	0-20mm	0,334
22	0m U	20-40mm	0,188
23	2m U	0-20mm	0,272
24	2m U	20-40mm	0,229
25	4m U	0-20mm	0,354
26	4m U	20-40mm	0,296
27	6m U	0-20mm	0,603
28	6m U	20-40mm	0,312
29	8m U	0-20mm	0,456
30	8m U	20-40mm	<0,05 liten prøve
31	5,59m U	0-20mm	1,255
32	7,30m U	0-20mm	0,321
33	7,30m U	20-25mm	0,284
34	8,07m U	0-20mm	0,573
35	P10	0-20mm	0,156
36	P10	20-40mm	0,082
37	P3.1	Inntil armering	-
38	P4.1 H	0-20mm	0,471
39	P4.1 H	20-40mm	0,355

Vedlegg F

Resultater fra NovaFrame

I dette vedlegget presenteres resultatene fra analysen i NovaFrame. De beregnede verdier for dimensjonerende feltmoment, støttemoment og skjærkraft for bruoverbygningen, samt momenter og aksialkrefter for søylene i akse 9 til 12 i bruddgrensetilstand. Det fremkommer hvilke bidrag de ulike lastene gir og hvilke lastfaktorer som gir kritisk lastpåkjenning. Lastkombinasjonene utføres i henhold til håndbok 238 som beskrevet i kapittel 5.4 lastkombinasjoner for bruddgrensetilstand.

Resultatene er blitt hentet ut fra Novaframe etter at lastene ble plassert og kombinert i programmet. Tabell F1 viser resultatene fra alle tastkombinasjoner. Uthevet resultat er dimensjonerende. Utrekningene for de dimensjonerende lastene kan sees i tabell F2-F45.

Innhold:

- Side 2 Lastkombinasjoner, F1
- Side 3 Feltmomenter brubjelke F2-3
- Side 4 Skjærkrefter brubjelke F4-5
- Side 5 Støttemoment brubjelke F6-7
- Side 6 Torsjonskrefter F8-9
- Side 7-9 Søyler akse 9 F10-18
- Side 10-12 Søyler akse 10 F19-27
- Side 13-15 Søyler akse 11 F28-36
- Side 16-18 Søyler akse 12 F37-45

Tabell F1: Resultater fra lastkombinasjoner

Lastkombinasjoner for bruplata. [kNm/kN]							
	A.1	A.2	A.3	B.1	B.2	B.3	B.4
Feltmoment							
Akse 1-4/17-21				1515			
Akse 4-5/16-17				1345			
Akse 5-9/13-16				3682			
Akse 9-10	1156	99	-1185	1407	860	819	860
Akse 10-11	10250	7279	7101	10084	8918	9035	8950
Akse 11-12	2035	506	-69	2129	1434	1415	1434
Akse 12-13	4365	2494	2772	4021	3433	3499	3433
Støttemoment							
Akse 1-4				-2283			
Akse 5-8				-4506			
Akse 9	-2898	-845	-1561	-2133	-1487	-1730	-1700
Akse 10	-21578	-10391	-14537	-18169	-15411	-15789	-15411
Akse 11	-21385	-10479	-14655	-18005	-15321	-15711	-15321
Akse 12.1	145	96	177	61	69	70	68
Akse 12.2	14	16	64	-41	-23	-25	-23
Akse 13				-4769			
Skjærkrefter							
Akse 1-4	792						
Akse 4-8	1035						
Akse 9.1	1047	552	677	915	779	795	779
Akse 9.2	-742	-284	-279	-584	-476	-480	-480
Akse 10	-2583	-1523	-1866	-2241	-1969	-2011	-1984
Akse 11	2585	1528	1870	2330	2029	2072	2044
Akse 12.1	543	198	115	441	350	350	348
Akse 12.2	-890	-492	-651	806	687	701	686
Akse 13.1	-1222						

Feltmomenter

Feltmomenter	Akse 9-10			Akse 10-11			Akse 11-12			Akse 12-13		
	γ	M.k [kNm]	M.d [kNm]	γ	M.k [kNm]	M.d [kNm]	γ	M.k [kNm]	M.d [kNm]	γ	M.k [kNm]	M.d [kNm]
Egenvekt	1	-1042	-1042	1,15	3481	4003,2	1	-334	-334	1,15	1945	2236,75
Tvangskrefter spennarmering	1	426	426	1,1	1958	2153,8	1,1	468	514,8	1,1	5	5,5
Kryp	1	0	0	1,15	6	6,9	1	0	0	1,15	0	0
Svinn	1	33	33	1,15	6	6,9	1	1	1	1,15	55	63,25
Temperatur	0,8	683	546,4	0	1107	0	0,8	374	299,2	0	191	0
Vindlast m/trafikk	0	-82	0	0	233	0	0,8	35	28	0	132	0
Vindlast	0	-216	0	0	0	0	0	0	0	0	289	0
Bremselast	0,8	16	12,8	0	80	0	0,8	40	32	0	0	0
Fordelt kjøretøylast	1,2	250	300	1,4	329	460,6	1,2	254	304,8	1,4	276	386,4
Vogntoglast	1,2	943	1131,6	1,4	2583	3616,2	1,2	1070	1284	1,4	1195	1673
Total (sum(γ * M.k))			1408			10248			2130			4365

Feltmomenter	Akse 1-4			Akse 4-5			Akse 5-9		
	γ	M.k [kNm]	M.d [kNm]	γ	M.k [kNm]	M.d [kNm]	γ	M.k [kNm]	M.d [kNm]
Egenvekt	1,15	543	624,45	1,15	359	412,85	1,15	1499	1723,85
Tvangskrefter spennarmering	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Kryp	1,15	0	0	1,15	0	0	1,15	0	0
Svinn	1,15	7	8,05	1,15	3	3,45	1,15	24	27,6
Temperatur	0,8	310	248	0,8	367	293,6	0,8	489	391,2
Vindlast m/trafikk	0,8	39	31,2	0,8	39	31,2	0,8	104	83,2
Vindlast	0	84	0	0	84	0	0	234	0
Bremselast	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fordelt kjøretøylast	1,2	86	103,2	1,2	86	103,2	1,2	250	300
Vogntoglast	1,2	417	500,4	1,2	417	500,4	1,2	964	1156,8
Total (sum(γ * M.k))			1515,3			1344,7			3682,65

Skjærkrefter

Skjærkrefter	Akse 9.1			Akse 9.2			Akse 10			Akse 11		
	γ	V.k [kNm]	V.d [kN]	γ	V.k [kNm]	V.d [kN]	γ	V.k [kN]	V.d [kN]	γ	V.k [kN]	V.d [kN]
Egenvekt	1,15	473	543,95	1,15	-131	-150,65	1,15	-1314	-1511,1	1,15	1335	1535,25
Tvangskrefter spennarmering	1,1	12	13,2	1,1	-91	-100,1	1,1	0	0	1,1	2	2,2
Kryp	1,15	0	0	1,15	0	0	1,15	0	0	1,15	0	0
Svinn	1,15	0	0	1,15	-13	-14,95	1,15	-13	-14,95	1	-6	-6
Temperatur	0	5	0	0	-17	0	0	-2	0	0	-2	0
Vindlast m/trafikk	0	32	0	0	-5	0	0	86	0	0	86	0
Vindlast	0	67	0	0	-8	0	0	-207	0	0	207	0
Bremselast	0	3	0	0	-7	0	0	36	0	0	36	0
Fordelt kjøretøylast	1,4	59	82,6	1,4	-60	-84	1,4	-175	-245	1,4	186	260,4
Vogntoglast	1,4	291	407,4	1,4	-280	-392	1,4	-580	-812	1,4	567	793,8
Total (sum(γ * M.k))			1047			-742			-2583			2586

Skjærkrefter	Akse 12.1			Akse 12.2			Akse 13.1		
	γ	V.k [kN]	V.d [kN]	γ	V.k [kN]	V.d [kN]	γ	V.k [kN]	V.d [kN]
Egenvekt	1,15	57	65,55	1,15	-410	-471,5	1,15	623	716,45
Tvangskrefter spennarmering	1,1	76	83,6	1,1	0	0	1,1	0	0
Kryp	1,15	0	0	1,15	0	0	1,15	0	0
Svinn	1	-22	-22	1	7	7	1,15	9	10,35
Temperatur	0	75	0	0	-29	0	0	30	0
Vindlast m/trafikk	0	6	0	0	-28	0	0	43	0
Vindlast	0	5	0	0	-61	0	0	93	0
Bremselast	0	9	0	0	0	0	0	0	0
Fordelt kjøretøylast	1,4	55	77	1,4	-53	-74,2	1,4	63	88,2
Vogntoglast	1,4	244	341,6	1,4	-252	-352,8	1,4	291	407,4
Total (sum(γ * M.k))			546			-892			1222,4

Støttemomenter

Støttemoment	Akse 9			Akse 10			Akse 11			Akse 12.2		
	γ	M.k [kNm]	M.d [kNm]	γ	M.k [kNm]	M.d [kNm]	γ	M.k [kNm]	M.d [kNm]	γ	M.k [kNm]	M.d [kNm]
Egenvekt	1,15	-975	-1121,25	1,15	-11700	-13455	1,15	-12095	-13909,25	1,15	8	9,2
Tvangskrefter spennarmering	1,1	-211	-232,1	0,9	1967	1770,3	0,9	1926	1733,4	1,15	5	5,75
Kryp	1,15	-7	-8,05	1	4	4	1	1	1	1,15	0	0
svinn	1,15	-13	-14,95	1,15	-216	-248,4	1,15	154	177,1	1,15	140	161
Temperatur	0,8	-532	-425,6	0	-1140	0	0	-1126	0	0	-79	0
Vindlast m/trafikk	0,8	-61	-48,8	0	-701	0	0	-742	0	0	1	0
Vindlast	0	-115	0	0	-1870	0	0	-1905	0	0	1	0
Bremselast	0	0	0	0	-327	0	0	-277	0	0	-4	0
Fordelt kjøretøylast	1,2	-293	-351,6	1,4	-1046	-1464,4	1,4	-1046	-1464,4	0	-7	0
Vogntoglast	1,2	-794	-952,8	1,4	-5848	-8187,2	1,4	-5664	-7929,6	0	-25	0
Total (sum(γ * M.k))			-3155			-21581			-21392			176

Støttemoment	Akse 13			Akse 5 - 8			Akse 1-4		
	γ	M.k [kNm]	M.d [kNm]	γ	M.k [kNm]	M.d [kNm]	γ	M.k [kNm]	M.d [kNm]
Egenvekt	1,15	-2657	-3055,55	1,15	-2464	-2833,6	1,15	-1071	-1231,65
Tvangskrefter spennarmering	1	0	0	1,1	0	0	1	0	0
Kryp	1	2	2	1	2	2	1	1	1
Svinn	1	78	78	1,15	-50	-57,5	1,15	-43	-49,45
Temperatur	0,8	-495	-396	0,8	-447	-357,6	0,8	-327	-261,6
Vindlast m/trafikk	0,8	-181	-144,8	0,8	-169	-135,2	0,8	-76	-60,8
Vindlast	0	-396	0	0	-373	0	0	-166	0
Bremselast	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fordelt kjøretøylast	1,2	-299	-358,8	1,2	-350	-420	1,2	-168	-201,6
Vogntoglast	1,2	-745	-894	1,2	-587	-704,4	1,2	-399	-478,8
Total (sum(γ * M.k))			-4769			-4506,3			-2282,9

Torsjonskrefter

Torsjon og skjær, Midtsnitt	Lastfaktor (γ)	snitt A-A (1005, 0.2)			
		T.k	T.f	V.k	V.f
Egenvekt	1,15	0	0	-1348	-1550,2
Tvangskrefter spennarmering	1,15	0	0	-6	-6,9
Kryp	1,15	0	0	0	0
Svinn	1,15	0	0	-57	-65,55
Temperatur	0	0	0	32	0
Vindlast m/trafikk	0	-203	0	-91	0
Vindlast	0	-493	0	-203	0
Bremselast	0	0	0	-35	0
Fordelt kjøretøylast	1,4	-181	-253,4	-101	-141,4
Vogntoglast	1,4	-483	-676,2	-232	-324,8
Total (sum($\gamma * M.k$))			-929,6		-2088,85

Torsjon og skjær, Midtsnitt	Lastfaktor (γ)	snitt B-B (1025, 0.6)			
		T.k	T.f	V.k	V.f
Egenvekt	1,15	0	0	-658	-756,7
Tvangskrefter spennarmering	1,15	0	0	-4	-4,6
Kryp	1,15	0	0	0	0
Svinn	1,15	0	0	-1	-1,15
Temperatur	0	0	0	-1	0
Vindlast m/trafikk	0	129	0	-43	0
Vindlast	0	315	0	-104	0
Bremselast	0	0	0	0	0
Fordelt kjøretøylast	1,4	-136	-190,4	-53	-74,2
Vogntoglast	1,4	-486	-680,4	-243	-340,2
Total (sum($\gamma * M.k$))			-870,8		-1176,85

Søyle akse 9, topp

Max Normalkraft	Akse 9, søyle topp (element 10920, node 1.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1,15	-700	-805	-29	-33,35	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1,15	-104	-119,6	5	5,75	0	0
Kryp	1,15	-1	-1,15	0	0	0	0
Svinn	1,15	-15	-17,25	123	141,45	0	0
Temperatur	0	-11	0	80	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-44	0	0	0	134	0
Vindlast	0	-88	0	0	0	159	0
Bremselast	0	-40	0	5	0	53	0
Fordelt kjøretøylast	1,4	-50	-70	-5	-7	24	33,6
Vogntoglast	1,4	-432	-604,8	-1	-1,4	19	26,6
Total (sum(γ * M.k))			-1617,8		105,45		60,2

Max Moment om X	Akse 9, søyle topp (element 10920, node 1.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1	-700	-700	-29	-29	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1,15	-104	-119,6	5	5,75	0	0
Kryp	1	-1	-1	0	0	0	0
Svinn	1,15	-15	-17,25	105	120,75	0	0
Temperatur	0,8	-9	-7,2	80	64	0	0
Vindlast m/trafikk	0,8	-44	-35,2	0	0	134	107,2
Vindlast	0	-88	0	0	0	159	0
Bremselast	0	-40	0	5	0	53	0
Fordelt kjøretøylast	1,2	-61	-73,2	5	6	24	28,8
Vogntoglast	1,2	-306	-367,2	16	19,2	19	22,8
Total (sum(γ * M.k))			-1320,65		186,7		158,8

Max Moment om Y	Akse 9, søyle topp (element 10920, node 1.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1	-700	-700	-29	-29	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	-104	-104	5	5	0	0
Kryp	1	-1	-1	0	0	0	0
Svinn	1	-15	-15	123	123	0	0
Temperatur	0	-11	0	80	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-44	0	0	0	134	0
Vindlast	1,6	-88	-140,8	0	0	159	254,4
Bremselast	0	-40	0	-5	0	53	0
Fordelt kjøretøylast	0	-50	0	-5	0	24	0
Vogntoglast	0	-432	0	-1	0	19	0
Total (sum(γ * M.k))			-960,8		99		254,4

Søyle akse 9, midt

Max Normalkraft	Akse 9, søyle midt (element 10912 node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1,15	-792	-910,8	-14	-16,1	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1,15	-104	-119,6	2	2,3	0	0
Kryp	1,15	-1	-1,15	0	0	0	0
Svinn	1,15	-15	-17,25	-37	-42,55	0	0
Temperatur	0	-11	0	-23	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0,8	-40	-32	0	0	935	748
Vindlast	0	-93	0	0	0	1138	0
Bremselast	0,8	-40	-32	-2	-1,6	457	365,6
Fordelt kjøretøylast	1,2	-50	-60	-2	-2,4	35	42
Vogntoglast	1,2	-432	-518,4	-6	-7,2	18	21,6
Total (sum(γ * M.k))			-1691,2		-67,55		1177,2

Max moment om X	Akse 9, søyle midt (element 10912 node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1	-792	-792	-14	-14	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	-104	-104	2	2	0	0
Kryp	1	-1	-1	0	0	0	0
Svinn	1,15	-15	-49	-37	-42,55	0	0
Temperatur	1	-11	-9	-23	-23	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-40	0	0	0	935	0
Vindlast	0	-93	0	0	0	1138	0
Bremselast	0	-40	0	-2	0	457	0
Fordelt kjøretøylast	0	-60	0	0	0	35	0
Vogntoglast	0	-306	0	-1	0	18	0
Total (sum(γ * M.k))			-955		-77,55		0

Max moment om Y	Akse 9, søyle midt (element 10912 node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1,15	-792	-910,8	-14	-16,1	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1,15	-104	-119,6	2	2,3	0	0
Kryp	1,15	-1	-1,15	0	0	0	0
Svinn	1,15	-15	-17,25	-37	-42,55	0	0
Temperatur	0	-11	0	-23	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-40	0	0	0	935	0
Vindlast	1,6	-93	-148,8	0	0	1138	1820,8
Bremselast	0	-40	0	-2	0	457	0
Fordelt kjøretøylast	0	-50	0	-2	0	35	0
Vogntoglast	0	-432	0	-6	0	18	0
Total (sum(γ * M.k))			-1197,6		-56,35		1820,8

Søyle akse 9, bunn

Max Normalkraft	Akse 9, søyle Bunn (element 10904, node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1,15	-958	-1101,7	-4	-4,6	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1,15	-104	-119,6	0	0	0	0
Kryp	1,15	0	0	0	0	0	0
Svinn	1,15	-15	-17,25	-179	-205,85	0	0
Temperatur	0	-11	0	-114	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-42	0	0	0	1889	0
Vindlast	0	-93	0	0	0	2724	0
Bremselast	0	-40	0	0	0	891	0
Fordelt kjøretøylast	1,4	-51	-71,4	0	0	43	60,2
Vogntoglast	1,4	-432	-604,8	0	0	18	25,2
Total (sum(γ * M.k))			-1914,75		-210,45		85,4

Max moment om X	Akse 9, søyle Bunn (element 10904, node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1,15	-958	-1101,7	-4	-4,6	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1,15	-104	-119,6	0	0	0	0
Kryp	1,15	0	0	0	0	0	0
Svinn	1,15	-15	-49	-179	-205,85	0	0
Temperatur	0,8	-11	-9	-114	-91,2	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-42	0	0	0	1889	0
Vindlast	0	-93	0	0	0	2724	0
Bremselast	0	-40	0	0	0	891	0
Fordelt kjøretøylast	1,2	-60	-72	-4	-4,8	43	51,6
Vogntoglast	1,2	-306	-367,2	-13	-15,6	18	21,6
Total (sum(γ * M.k))			-1718,5		-322,05		73,2

Max moment om Y	Akse 9, søyle Bunn (element 10904, node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1,15	-958	-1101,7	-4	-4,6	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1,15	-104	-119,6	0	0	0	0
Kryp	1,15	0	0	0	0	0	0
Svinn	1,15	-15	-17,25	-179	-205,85	0	0
Temperatur	0	-11	0	-114	0	0	0
Vindlast m/trafikk		-42	0	0	0	1889	0
Vindlast	1,6	-93	-148,8	0	0	2724	4358,4
Bremselast	0	-40	0	0	0	891	0
Fordelt kjøretøylast	0	-51	0	0	0	43	0
Vogntoglast	0	-432	0	0	0	18	0
Total (sum(γ * M.k))			-1387,35		-210,45		4358,4

Søyle akse 10, topp

Maks normalkraft	Akse 10, søyle topp (element 11020, node 1.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1,15	-2758	-3171,7	335	385,25	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1,15	-92	-105,8	-163	-187,45	0	0
Kryp	1,15	0	0	-1	-1,15	0	0
Svinn	1,15	0	0	1068	1228,2	0	0
Temperatur	0	-30	0	562	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-170	0	27	0	158	0
Vindlast	0	-401	0	52	0	361	0
Bremselast	0	-33	0	-30	0	13	0
Fordelt kjøretøylast	1,4	-342	-478,8	56	78,4	57	79,8
Vogntoglast	1,4	-905	-1267	109	152,6	48	67,2
Total (sum(γ * M.k))			-5023,3		1655,85		147

Maks moment om X	Akse 10, søyle topp (element 11020, node 1.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1,15	-2758	-3171,7	547	629,05	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	-92	-92	-251	-251	0	0
Kryp	1	0	0	-1	-1	0	0
Svinn	1,15	0	0	1068	1228,2	0	0
Temperatur	0,8	-30	-24	562	449,6	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-170	0	27	0	158	0
Vindlast	0	-401	0	52	0	361	0
Bremselast	0	-33	0	-30	0	13	0
Fordelt kjøretøylast	1,2	-150	-180	72	86,4	57	68,4
Vogntoglast	1,2	-835	-1002	412	494,4	48	57,6
Total (sum(γ * M.k))			-4469,7		2635,65		126

Maks moment om Y	Akse 10, søyle topp (element 11020, node 1.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1	-2758	-2758	335	335	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	-92	-92	-163	-163	0	0
Kryp	1	0	0	-1	-1	0	0
Svinn	1	0	0	1068	1068	0	0
Temperatur	0	-30	0	562	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-170	0	27	0	158	0
Vindlast	1,6	-401	-641,6	52	83,2	361	577,6
Bremselast	0	-33	0	-30	0	13	0
Fordelt kjøretøylast	0	-237	0	46	0	83	0
Vogntoglast	0	-482	0	2	0	41	0
Total (sum(γ * M.k))			-3491,6		1322,2		577,6

Søyle akse 10, midt

Maks normalkraft	Akse 10, søyle midt (element 11012 node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1,15	-2948	-3390,2	143	164,45	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	92	92	-90	-90	0	0
Kryp	1,15	0	0	0	0	0	0
Svinn	1,15	0	0	-360	-414	0	0
Temperatur	0	-30	0	-92	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-170	0	12	0	1939	0
Vindlast	0	-401	0	-31	0	2389	0
Bremselast	0	-33	0	-16	0	744	0
Fordelt kjøretøylast	1,4	-342	-478,8	56	78,4	57	79,8
Vogntoglast	1,4	-905	-1267	109	152,6	48	67,2
Total (sum(γ * M.k))			-5044		-108,55		147

Maks moment om X	Akse 10, søyle midt (element 11012 node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1,15	-2933	-3372,95	11	12,65	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	81	81	-18	-18	0	0
Kryp	1,15	0	0	0	0	0	0
Svinn	1,15	-13	-14,95	-360	-414	0	0
Temperatur	0,8	-30	-24	-228	-182,4	0	0
Vindlast m/trafikk	0,8	-170	-136	12	9,6	1939	1551,2
Vindlast	0	-401	0	-31	0	2389	0
Bremselast	0	-33	0	-16	0	744	0
Fordelt kjøretøylast	1,2	-150	-180	56	67,2	57	68,4
Vogntoglast	1,2	-905	-1086	119	142,8	48	57,6
Total (sum(γ * M.k))			-4732,9		-382,15		1677,2

Maks moment om Y	Akse 10, søyle midt (element 11012 node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1	-2948	-2948	143	143	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	92	92	-90	-90	0	0
Kryp	1	0	0	0	0	0	0
Svinn	1	0	0	-360	-360	0	0
Temperatur	0	-30	0	-228	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-170	0	12	0	1939	0
Vindlast	1,6	-401	-641,6	-31	-49,6	2389	3822,4
Bremselast	0	-33	0	-16	0	744	0
Fordelt kjøretøylast	0	-237	0	46	0	83	0
Vogntoglast	0	-482	0	2	0	41	0
Total (sum(γ * M.k))			-3497,6		-356,6		3822,4

Søyle akse 10, bunn

Maks normalkraft	Akse 10, søyle Bunn (element 11004, node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1,15	-3341	-3842,15	49	56,35	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	92	92	-24	-24	0	0
Kryp	1,15	0	0	0	0	0	0
Svinn	1,15	1	1,15	-1629	-1873,35	0	0
Temperatur	0	-30	0	-930	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-170	0	4	0	3734	0
Vindlast	0	-401	0	9	0	4608	0
Bremselast	0	-33	0	4	0	1418	0
Fordelt kjøretøylast	1,4	-342	-478,8	56	78,4	57	79,8
Vogntoglast	1,4	-905	-1267	109	152,6	48	67,2
Total (sum(γ * M.k))			-5494,8		-1610		147

Maks moment om X	Akse 10, søyle Bunn (element 11004, node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1,15	-3341	-3842,15	-337	-387,55	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	92	92	190	190	0	0
Kryp	1,15	0	0	0	0	0	0
Svinn	1,15	1	1,15	-1629	-1873,35	0	0
Temperatur	0,8	-30	-24	-930	-744	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-170	0	4	0	3734	0
Vindlast	0	-401	0	9	0	4608	0
Bremselast	0	-33	0	4	0	1418	0
Fordelt kjøretøylast	1,2	-150	-180	-61	-73,2	57	68,4
Vogntoglast	1,2	-905	-1086	-348	-417,6	48	57,6
Total (sum(γ * M.k))			-5039		-3305,7		126

Maks moment om Y	Akse 10, søyle Bunn (element 11004, node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1	-3341	-3341	49	49	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	92	92	-24	-24	0	0
Kryp	1	0	0	0	0	0	0
Svinn	1	1	1	-1629	-1629	0	0
Temperatur	0	-30	0	-930	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-170	0	4	0	3734	0
Vindlast	1,6	-401	0	9	14,4	4608	7372,8
Bremselast	0	-33	0	4	0	1418	0
Fordelt kjøretøylast	0	-237	0	46	0	83	0
Vogntoglast	0	-482	0	2	0	41	0
Total (sum(γ * M.k))			-3248		-1589,6		7372,8

Søyle akse 11, topp

Maks normalkraft	Akse 11, søyle topp (element 11120, node 1.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1,15	-2758	-3171,7	335	385,25	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1,15	-92	-105,8	-163	-187,45	0	0
Kryp	1,15	0	0	-1	-1,15	0	0
Svinn	1,15	0	0	1325	1523,75	0	0
Temperatur	0	-77	0	979	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-170	0	27	0	158	0
Vindlast	0	-401	0	52	0	361	0
Bremselast	0	-33	0	-30	0	13	0
Fordelt kjøretøylast	1,4	-342	-478,8	56	78,4	57	79,8
Vogntoglast	1,4	-885	-1239	109	152,6	48	67,2
Total (sum(γ * M.k))			-4995,3		1951,4		147

Maks moment om X	Akse 11, søyle topp (element 11120, node 1.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1,15	-2758	-3171,7	335	385,25	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	-92	-92	-163	-163	0	0
Kryp	1	0	0	-1	-1	0	0
Svinn	1,15	0	0	1325	1523,75	0	0
Temperatur	1	-77	-77	979	979	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-170	0	27	0	158	0
Vindlast	0	-401	0	52	0	361	0
Bremselast	0	-33	0	-30	0	13	0
Fordelt kjøretøylast	0	-342	0	56	0	57	0
Vogntoglast	0	-832	0	119	0	48	0
Total (sum(γ * M.k))			-3340,7		2724		0

Maks moment om Y	Akse 11, søyle topp (element 11120, node 1.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1	-2758	-2758	335	335	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	-92	-92	-163	-163	0	0
Kryp	1	0	0	-1	-1	0	0
Svinn	1	0	0	1325	1325	0	0
Temperatur	0	-77	0	979	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-170	0	27	0	158	0
Vindlast	1,6	-401	-641,6	52	83,2	361	577,6
Bremselast	0	-33	0	-30	0	13	0
Fordelt kjøretøylast	0	-237	0	46	0	83	0
Vogntoglast	0	-482	0	2	0	41	0
Total (sum(γ * M.k))			-3491,6		1579,2		577,6

Søyle akse 11, midt

Maks normalkraft	Akse 11, søyle midt (element 11112 node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1,15	-2948	-3390,2	143	164,45	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	92	92	-90	-90	0	0
Kryp	1,15	0	0	0	0	0	0
Svinn	1,15	0	0	-46	-52,9	0	0
Temperatur	0	-77	0	-278	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-170	0	12	0	1939	0
Vindlast	0	-401	0	-31	0	2389	0
Bremselast	0	-33	0	-16	0	744	0
Fordelt kjøretøylast	1,4	-342	-478,8	56	78,4	57	79,8
Vogntoglast	1,4	-885	-1239	109	152,6	48	67,2
Total (sum(γ * M.k))			-5016		252,55		147

Maks moment om X	Akse 11, søyle midt (element 11112 node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1,15	-2948	-3390,2	143	164,45	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	92	92	-90	-90	0	0
Kryp	1,15	0	0	0	0	0	0
Svinn	1,15	0	0	-46	-52,9	0	0
Temperatur	0	-77	0	-278	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0,8	-170	-136	12	9,6	1939	1551,2
Vindlast	0	-401	0	-31	0	2389	0
Bremselast	0	-33	0	-16	0	744	0
Fordelt kjøretøylast	1,2	-342	-410,4	56	67,2	57	68,4
Vogntoglast	1,2	832	998,4	119	142,8	48	57,6
Total (sum(γ * M.k))			-2846,2		241,15		1677,2

Maks moment om Y	Akse 11, søyle midt (element 11112 node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1	-2948	-2948	143	143	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	92	92	-90	-90	0	0
Kryp	1	0	0	0	0	0	0
Svinn	1	0	0	-46	-360	0	0
Temperatur	0	-77	0	-278	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-170	0	12	0	1939	0
Vindlast	1,6	-401	-641,6	-31	-49,6	2389	3822,4
Bremselast	0	-33	0	-16	0	744	0
Fordelt kjøretøylast	0	-237	0	46	0	83	0
Vogntoglast	0	-482	0	2	0	41	0
Total (sum(γ * M.k))			-3497,6		-356,6		3822,4

Søyle akse 11, bunn

Maks normalkraft	Akse 11, søyle Bunn (element 11104, node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1,15	-3341	-3842,15	49	56,35	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	92	92	-24	-24	0	0
Kryp	1,15	0	0	0	0	0	0
Svinn	1,15	1	1,15	-2006	-2306,9	0	0
Temperatur	0	-77	0	-1396	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-170	0	4	0	3734	0
Vindlast	0	-401	0	9	0	4608	0
Bremselast	0	-33	0	4	0	1418	0
Fordelt kjøretøylast	1,4	-342	-478,8	56	78,4	57	79,8
Vogntoglast	1,4	-885	-1239	109	152,6	48	67,2
Total (sum(γ * M.k))			-5466,8		-2043,55		147

Maks moment om X	Akse 11, søyle Bunn (element 11104, node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1,15	-3341	-3842,15	49	56,35	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	92	92	-24	-24	0	0
Kryp	1,15	0	0	0	0	0	0
Svinn	1,15	1	1,15	-2006	-2306,9	0	0
Temperatur	1	-77	-77	-1396	-1396	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-170	0	4	0	3734	0
Vindlast	0	-401	0	9	0	4608	0
Bremselast	0	-33	0	4	0	1418	0
Fordelt kjøretøylast	0	-342	0	56	0	57	0
Vogntoglast	0	832	0	119	0	48	0
Total (sum(γ * M.k))			-3826		-3670,55		0

Maks moment om Y	Akse 11, søyle Bunn (element 11104, node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1	-3341	-3341	49	49	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	92	92	-24	-24	0	0
Kryp	1	0	0	0	0	0	0
Svinn	1	1	1	-2006	-2006	0	0
Temperatur	0	-77	0	-1396	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-170	0	4	0	3734	0
Vindlast	1,6	-401	0	9	14,4	4608	7372,8
Bremselast	0	-33	0	4	0	1418	0
Fordelt kjøretøylast	0	-237	0	46	0	83	0
Vogntoglast	0	-482	0	2	0	41	0
Total (sum(γ * M.k))			-3248		-1966,6		7372,8

Søyle akse 12.1, topp

Maks Normalkraft	Akse 12.1, søyle topp (element 12220, node 1.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1,15	-135	-155,25	5	5,75	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1,15	-65	-74,75	11	12,65	0	0
Kryp	1,15	0	0	0	0	0	0
Svinn	1	61	61	124	124	0	0
Temperatur	0,8	-103	-82,4	-70	-56	0	0
Vindlast m/trafikk	0,8	-6	-4,8	1	0,8	156	124,8
Vindlast	0	-6	0	2	0	235	0
Bremselast	0,8	-13	-10,4	8	6,4	14	11,2
Fordelt kjøretøylast	1,2	-62	-74,4	-3	-3,6	25	30
Vogntoglast	1,2	-267	-320,4	-16	-19,2	53	63,6
Total (sum(γ * M.k))			-661,4		70,8		229,6

Maks moment om X	Akse 12.1, søyle topp (element 12220, node 1.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1,15	-135	-155,25	5	5,75	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1,15	-65	-74,75	11	12,65	0	0
Kryp	1,15	0	0	0	0	0	0
Svinn	1,15	61	70,15	124	142,6	0	0
Temperatur	0	-103	0	73	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-6	0	1	0	156	0
Vindlast	0	-6	0	2	0	235	0
Bremselast	0	-13	0	8	0	14	0
Fordelt kjøretøylast	0	-62	0	-3	0	25	0
Vogntoglast	0	-267	0	-16	0	53	0
Total (sum(γ * M.k))			-159,85		161		0

Maks moment om Y	Akse 12.1, søyle topp (element 12220, node 1.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1	-135	-135	5	5	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	-65	-65	11	11	0	0
Kryp	1	0	0	0	0	0	0
Svinn	1	61	61	124	124	0	0
Temperatur	0	94	0	70	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-6	0	1	0	156	0
Vindlast	1,6	-6	-9,6	2	3,2	235	376
Bremselast	0	-13	0	8	0	14	0
Fordelt kjøretøylast	0	-62	0	-3	0	25	0
Vogntoglast	0	-267	0	-16	0	53	0
Total (sum(γ * M.k))			-148,6		143,2		376

Søyle akse 12.1, midt

Maks Normalkraft	Akse 12.1, søyle midt (element 12212 node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1,15	-197	-226,55	1	1,15	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1,15	-65	-74,75	-1	-1,15	0	0
Kryp	1,15	0	0	0	0	0	0
Svinn	1	61	61	-4	-4	0	0
Temperatur	0,8	-102	-81,6	5	4	0	0
Vindlast m/trafikk	0,8	-6	-4,8	0	0	622	497,6
Vindlast	0	-6	0	0	0	854	0
Bremselast	0,8	-13	-10,4	0	0	268	214,4
Fordelt kjøretøylast	1,2	-62	-74,4	-1	-1,2	23	27,6
Vogntoglast	1,2	-267	-320,4	-4	-4,8	61	73,2
Total (sum(γ * M.k))			-731,9		-6		812,8

Maks moment om X	Akse 12.1, søyle midt (element 12212 node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1	-197	-197	1	1	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1,15	-65	-74,75	-1	-1,15	0	0
Kryp	1,15	0	0	0	0	0	0
Svinn	1,15	61	70,15	-4	-4,6	0	0
Temperatur	0	-102	0	5	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-6	0	0	0	622	0
Vindlast	0	-6	0	0	0	854	0
Bremselast	0	-13	0	0	0	268	0
Fordelt kjøretøylast	0	-62	0	1	0	23	0
Vogntoglast	0	-267	0	4	0	61	0
Total (sum(γ * M.k))			-201,6		-4,75		0

Maks moment om Y	Akse 12.1, søyle midt (element 12212 node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1	-197	-197	1	1	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	-65	-65	-1	-1	0	0
Kryp	1,15	0	0	0	0	0	0
Svinn	1,15	61	70,15	-4	-4,6	0	0
Temperatur	0	-102	0	5	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-6	0	0	0	622	0
Vindlast	1,6	-6	-9,6	0	0	854	1366,4
Bremselast	0	-13	0	0	0	268	0
Fordelt kjøretøylast	0	-62	0	-1	0	23	0
Vogntoglast	0	-267	0	-4	0	61	0
Total (sum(γ * M.k))			-201,45		-4,6		1366,4

Søyle akse 12.1, bunn

Maks Normalkraft	Akse 12.1, søyle Bunn (element 12204, node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1,15	-274	-315,1	4	4,6	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1,15	-61	-70,15	0	0	0	0
Kryp	1,15	0	0	0	0	0	0
Svinn	1	61	61	-52	-52	0	0
Temperatur	0,8	-102	-81,6	0	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0,8	-5	-4	0	0	1051	840,8
Vindlast	0	-6	0	0	0	1417	0
Bremselast	0,8	-13	-10,4	0	0	426	340,8
Fordelt kjøretøylast	1,2	-62	-74,4	1	1,2	22	26,4
Vogntoglast	1,2	-276	-331,2	4	4,8	67	80,4
Total (sum(γ * M.k))			-825,85		-41,4		1288,4

Maks moment om X	Akse 12.1, søyle Bunn (element 12204, node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1	-274	-274	4	4	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1,15	-61	-70,15	0	0	0	0
Kryp	1,15	0	0	0	0	0	0
Svinn	1,15	61	70,15	-52	-59,8	0	0
Temperatur	1	94	94	-74	-74	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-5	0	0	0	1051	0
Vindlast	0	-6	0	0	0	1417	0
Bremselast	0	-13	0	0	0	426	0
Fordelt kjøretøylast	0	-62	0	1	0	22	0
Vogntoglast	0	-276	0	4	0	67	0
Total (sum(γ * M.k))			-180		-129,8		0

Maks moment om Y	Akse 12.1, søyle Bunn (element 12204, node 0.00)						
	γ	N [kN]	N.f	Mk.x [kNm]	Mf.x	Mk.y[kNm]	Mf.y
Egenvekt	1	-274	-274	4	4	0	0
Tvangskrefter spennarmering	1	-61	-61	0	0	0	0
Kryp	1	0	0	0	0	0	0
Svinn	1	61	61	-52	-52	0	0
Temperatur	0	-102	0	0	0	0	0
Vindlast m/trafikk	0	-5	0	0	0	1051	0
Vindlast	1,6	-6	-9,6	0	0	1417	2267,2
Bremselast	0	-13	0	0	0	426	0
Fordelt kjøretøylast	0	-62	0	1	0	22	0
Vogntoglast	0	-276	0	4	0	67	0
Total (sum(γ * M.k))			-283,6		-48		2267,2

Vedlegg G

Bruddgrensetilstand for overbygningen.

Vedlegg G gir momentkapasiteter i alle felt og over alle støtter, skjærkapasitet ved alle akser og torsjon ved snitt A-A og snitt B-B. Kapasitetene er beregnet etter NS 3473. Torsjonskapasiteter er beregnet etter både NS 3473 og EC2 for å se hvilke forskjeller dette gir.

Moment kapasitet i bruddgrense, midt i felt akse 1-4 & 17-21

Betonginfo

Betong kvalitet	B350 / B25	
Sikkerhetsfaktor betong	$\gamma_c := 1.4$	NS 3473 Tabell 4
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Strekfasthet	$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Tøyngingsgrense i bruddgrense	$\epsilon_{cu} := 0.0035$	NS 3473 Tabell A.5

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning	$f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$	
Sikkerhetsfaktor	$\gamma_s := 1.25$	
E – modul	$E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$	
Dimensjonerende flytespenning	$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Armeringstøyning	$\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$	
Flytetøyning for armeringsstål	$\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$	

Tverrsnitt info

Total bredde på tverrsnitt

$b := 4800\text{mm}$

Bredde på steg

$b_w := 700\text{mm}$

Tykkelse på flense

$h_f := 165\text{mm}$

Effektiv bredde på hver side av steg

$b_{\text{eff1}} := \min(b, 0.1 \cdot 0.7 \cdot 16\text{m}, 8 \cdot h_f) = 1120 \cdot \text{mm} \quad \text{NS 3473 9.5}$

Effektiv bredde på flens

$b_{\text{eff}} := 2 \cdot b_{\text{eff1}} + b_w = 2940 \cdot \text{mm}$

Høyde for tverrsnitt

$h := 800\text{mm}$

Trykkarmering

$A_{\text{St}} := 8\pi (10)^2 \text{mm}^2 = 2513 \cdot \text{mm}^2 \quad 8 \text{ stk } \text{Ø}20$

Strekkarmering

$A_{\text{SS}} := 24\pi (10)^2 \text{mm}^2 = 7540 \cdot \text{mm}^2 \quad 24 \text{ stk } \text{Ø}20$

Tyngde punkt til armering fra OK

$z_1 := \frac{[(12 \cdot 50 + 12 \cdot 100)\text{mm} \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi]}{A_{\text{SS}}} = 75 \cdot \text{mm}$

Effektiv høyde

$d := h - z_1 = 725 \cdot \text{mm}$

Minimumsarmering

Referansehøyde

$h_1 := 1000\text{mm}$

$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1 \quad \text{NS 3473 18.1.3}$

Minimums armering på strekkside steg

$A_{\text{SS1}} := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{\text{tk}}}{f_{\text{sk}}} = 685.4 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{NS 3473 18.3.2}$

Minimums armering på trykkside flens

$A_{\text{St1}} := 0.25 \cdot h_f \cdot b_{\text{eff}} \cdot \frac{f_{\text{tk}}}{f_{\text{sk}}} = 593.7 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{NS 3473 18.3.3}$

Konklusjon strekkarmering $A_{ss} > A_{ss1}$ Strekkarmering ok

Konklusjon trykkarmering $A_{st} > A_{st1}$ Trykkarmering ok

Balansert armeringstverrsnitt $\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 0.646$ 4.20 [1]

$$\lambda := 0.8 \quad \eta := 1.0$$

Balansert armeringsmengde $A_{sb} := \lambda \cdot \eta \cdot b_{eff} \cdot d \cdot \alpha_b \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 4.158 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$ 4.21 [1]

$A_{ss} < A_{sb}$ Tverrsnittet er underarmert

Trykksone faktor $\alpha := \frac{f_{sd} \cdot A_{ss}}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d} = 0.117$ 4.19 [1]

Trykksone høyde $x := \alpha \cdot d = 0.085 \text{ m}$

Siden armering på trykkside ligger omentrent i nøytralaksen bidrar ikke disse til økt kapasitet

Krav til tykkelse på flens for å kunne regne tynn flens $t := \lambda \cdot \alpha \cdot d = 67.9 \cdot \text{mm}$ 4.34 [1]

Tynn eller tykk flens $h_f > t$ Må regne tykk flens

Trykk resultant $T_c := \lambda \cdot \eta \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d = 2895 \cdot \text{kN}$ 4.13a [1]

Indre momentarm $z := (1 - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha) \cdot d = 691 \cdot \text{mm}$ 4.13b [1]

Momentkapasitet om tp strekkarmering $M_d := T_c \cdot z = 2000.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

1. Sørensen, S.I., *Betong konstruksjoner- Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2010, Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.

Moment kapasitet i bruddgrense, midt i felt akse 4-5 & 16-17

Betonginfo

Betong kvalitet	B350 / B25	
Sikkerhetsfaktor betong	$\gamma_c := 1.4$	NS 3473 Tabell 4
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Strekfasthet	$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Tøyngingsgrense i bruddgrense	$\varepsilon_{cu} := 0.0035$	NS 3473 Tabell A.5

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning	$f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$	
Sikkerhetsfaktor	$\gamma_s := 1.25$	
E – modu	$E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$	
Dimensjonerende flytespenning	$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Armeringstøyning	$\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$	
Flytetøyning for armeringsstål	$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$	

Tverrsnitt info

Total bredde på tverrsnitt	$b := 4800 \text{ mm}$	
Bredde på steg	$b_w := 700 \text{ mm}$	
Tykkelse på flense	$h_f := 165 \text{ mm}$	
Effektiv bredde på hver side av steg	$b_{\text{eff1}} := \min(b, 0.1 \cdot 0.7 \cdot 16 \text{ m}, 8 \cdot h_f) = 1120 \cdot \text{mm}$	NS 3473 9.5
Effektiv bredde på flens	$b_{\text{eff}} := 2 \cdot b_{\text{eff1}} + b_w = 2940 \cdot \text{mm}$	
Høyde for tverrsnitt	$h := 950 \text{ mm}$	
Trykkarmering	$A_{\text{St}} := 3\pi (10)^2 \text{ mm}^2 = 942.478 \cdot \text{mm}^2$	3 stk Ø20
Strekkarmering	$A_{\text{SS}} := 22\pi (10)^2 \text{ mm}^2 = 6.912 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$	22 stk Ø20
Tyngde punkt til armering fra OK	$z_1 := \frac{[(12 \cdot 50 + 10 \cdot 100) \text{ mm} \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi]}{A_{\text{SS}}} = 73 \cdot \text{mm}$	
Effektiv høyde	$d := h - z_1 = 877 \cdot \text{mm}$	
Minimumsarmering		
Referansehøyde	$h_1 := 1000 \text{ mm}$	
	$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1$	NS 3473 18.1.3
Minimums armering på strekkside steg	$A_{\text{SS1}} := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{\text{tk}}}{f_{\text{sk}}} = 813.9 \cdot \text{mm}^2$	NS 3473 18.3.2
Minimums armering på trykkside flens	$A_{\text{St1}} := 0.25 \cdot h_f \cdot b_{\text{eff}} \cdot \frac{f_{\text{tk}}}{f_{\text{sk}}} = 593.7 \cdot \text{mm}^2$	NS 3473 18.3.3
Konklusjon strekkarmering	$A_{\text{SS}} > A_{\text{SS1}}$	Strekkarmering ok
Konklusjon trykkarmering	$A_{\text{St}} > A_{\text{St1}}$	Trykkarmering ok

Balansert armeringstverrsnitt $\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = \mathbf{0.646}$ 4.20 [1]

$\lambda := \mathbf{0.8}$ $\eta := \mathbf{1.0}$

Balansert armeringsmengde $A_{sb} := \lambda \cdot \eta \cdot b_{eff} \cdot d \cdot \alpha_b \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = \mathbf{5.031 \times 10^4 \cdot mm^2}$ 4.21 [1]

$A_{ss} < A_{sb}$ Tverrsnittet er underarmert

Trykksone faktor $\alpha := \frac{f_{sd} \cdot A_{ss}}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d} = \mathbf{0.089}$ 4.19 [1]

Trykksone høyde $x := \alpha \cdot d = \mathbf{78 \cdot mm}$

Krav til flenstykkelse $t := \lambda \cdot \alpha \cdot d = \mathbf{62.3 \cdot mm}$ 4.34 [1]

Tynn eller tykk flens $h_f > t$ Må regne tykk flens

Trykk resultat $T_c := \lambda \cdot \eta \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d = \mathbf{2654 \cdot kN}$ 4.13a [1]

Indre momentarm $z := (\mathbf{1 - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha}) \cdot d = \mathbf{846 \cdot mm}$ 4.13b [1]

Momentkapasitet om tp strekkarm. $M_d := T_c \cdot z = \mathbf{2245.7 \cdot kN \cdot m}$

1. Sørensen, S.I., *Betong konstruksjoner- Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2010, Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.

Momentkapasitet i bruddgrense, midt i felt akse 5-9 og 13-16

Betonginfø

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.4$ NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet $f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk $f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Tøyngingsgrense i bruddgrense $\epsilon_{cu} := 0.0035$ NS 3473 Tabell A.5

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info

Total bredde på tverrsnitt	$b := 4800\text{mm}$	
Bredde på steg	$b_w := 700\text{mm}$	
Tykkelse på flense	$h_f := 165\text{mm}$	
Effektiv bredde på hver side av steg	$b_{\text{eff}1} := \min(b, 0.1 \cdot 0.7 \cdot 22\text{m}, 8 \cdot h_f) = 1320 \cdot \text{mm}$	NS 3473 9.5
Effektiv bredde på flens	$b_{\text{eff}} := 2 \cdot b_{\text{eff}1} + b_w = 3340 \cdot \text{mm}$	
Høyde for tverrsnitt	$h := 1100\text{mm}$	
Trykkarmering	$A_{\text{St}} := 3\pi (10)^2 \text{mm}^2 = 942.5 \cdot \text{mm}^2$	3 stk Ø20
Strekkarmering	$A_{\text{SS}} := 30\pi (10)^2 \text{mm}^2 = 9424.8 \cdot \text{mm}^2$	30 stk Ø20

Tyngde punkt til armering fra OK

$$z_1 := \frac{\left[(10 \cdot 50 + 10 \cdot 100 + 2 \cdot 150 + 8 \cdot 160) \text{mm} \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi \right]}{A_{\text{SS}}} = 103 \cdot \text{mm}$$

Effektiv høyde $d := h - z_1 = 997 \cdot \text{mm}$

Minimumsarmering

Referansehøyde $h_1 := 1000\text{mm}$

$$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1 \quad \text{NS 3473 18.1.3}$$

Minimums armering på strekkside steg $A_{\text{SS}1} := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{\text{tk}}}{f_{\text{sk}}} = 942.4 \cdot \text{mm}^2$ NS 3473
18.3.2

Minimums armering på trykkside flens $A_{\text{St}1} := 0.25 \cdot h_f \cdot b_{\text{eff}} \cdot \frac{f_{\text{tk}}}{f_{\text{sk}}} = 674.5 \cdot \text{mm}^2$ NS 3473
18.3.3

Konklusjon strekkarmering $A_{\text{SS}} > A_{\text{SS}1}$ Strekkarmering ok

Konklusjon trykkarmering $A_{\text{St}} > A_{\text{St}1}$ Trykkarmering ok

Balansert armeringstverrsnitt $\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = \mathbf{0.646}$ 4.20 [1]

$$\lambda := \mathbf{0.8} \quad \eta := \mathbf{1.0}$$

Balansert armeringsmengde $A_{sb} := \lambda \cdot \eta \cdot b_{eff} \cdot d \cdot \alpha_b \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = \mathbf{64980.4 \cdot mm^2}$ 4.21 [1]

$$A_{ss} < A_{sb} \quad \text{Tverrsnittet er underarmert}$$

Trykksone faktor $\alpha := \frac{f_{sd} \cdot A_{ss}}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d} = \mathbf{0.094}$ 4.19 [1]

Trykksone høyde $x := \alpha \cdot d = \mathbf{93.4 \cdot mm}$

Krav til flenstykkelse $t := \lambda \cdot \alpha \cdot d = \mathbf{74.7 \cdot mm}$ 4.34 [1]

Tynn eller tykk flens $h_f > t$ Må regne tykk flens

Trykk resultat $T_c := \lambda \cdot \eta \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d = \mathbf{3619 \cdot kN}$ 4.13a [1]

Indre momentarm $z := (\mathbf{1 - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha}) \cdot d = \mathbf{960 \cdot mm}$ 4.13b [1]

Momentkapasitet om
tp strekkarmering $M_d := T_c \cdot z = \mathbf{3474.2 \cdot kN \cdot m}$

1. Sørensen, S.I., *Betong konstruksjoner- Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2010, Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.

Momentkapasitet i bruddgrense, felt akse 9-10 & 11-12

Betonginfo

Betong kvalitet

B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong

$$\gamma_c := 1.4$$

NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$

NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet

$$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$$

NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk

$$f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$$

NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

NS 3473 10.4.2

Tøyngingsgrense i bruddgrense

$$\epsilon_{cu} := 0.0035$$

NS 3473 Tabell A.5

Armeringsinfo for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$

$$\gamma_s := 1.25$$

Sikkerhetsfaktor

E – modu

$$E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende flytespenning

$$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning

$$\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$$

Flytetøyning for armeringsstål

$$\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$$

Armeringsinfo for spennarmering

Karakteristisk 0,2% strekkgrense	$f_{02} := 835 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Dimensjonerende spenning	$f_{pd} := \frac{f_{02}}{\gamma_s} = 668 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
E – modu	$E_p := 195000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
	$\varepsilon_{p0} := \frac{f_{02}}{E_p} = 4.282 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info

Total bredde	$b := 4800 \text{ mm}$	
Bredde på steg	$b_w := 700 \text{ mm}$	
Tykkelse på flense	$h_f := 165 \text{ mm}$	
Høyde for tverrsnitt	$h := 1640 \text{ mm}$	
Effektiv bredde av flens en side	$b_{\text{eff}1} := \min(b, 0.1 \cdot 0.7 \cdot 22 \text{ m}, 8 \cdot h_f) = 1320 \cdot \text{mm}$	NS 3473 9.5
Effektiv bredde av tverrsnitt	$b_{\text{eff}} := 2 \cdot b_{\text{eff}1} + b_w = 3340 \cdot \text{mm}$	NS 3473 9.5
Trykkarmering	$A_{\text{St}} := 8 \pi (10)^2 \text{ mm}^2 = 2513 \cdot \text{mm}^2$	8 stk Ø20
Strekkarmering	$A_{\text{SS}} := 9 \pi (10)^2 \text{ mm}^2 = 2827 \cdot \text{mm}^2$	9 stk Ø20
Spennarmering	$A_p := 16 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 = 12868 \cdot \text{mm}^2$	16 stk Ø32

$$\text{Avstand fra UK til tp slakkarm. } z_1 := \frac{[(9 \cdot 50 \text{ mm}) \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2]}{A_{\text{SS}}} = 50 \cdot \text{mm}$$

Avstand fra UK til tp spennarmering, avstander tatt fra AutoCAD modell.

$$z_p := \frac{\left[(4 \cdot 1484 + 4 \cdot 1338 + 4 \cdot 1134 + 4 \cdot 963) \cdot \text{mm} \cdot \pi \cdot (16 \text{mm})^2 \right]}{A_p} = 1230 \cdot \text{mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

For slakkarmering $d := h - z_1 = 1590 \cdot \text{mm}$

For spennarmering $d_p := h - z_p = 410 \cdot \text{mm}$

Tp trykk armering fra OK $d_1 := 145 \text{mm}$

Minimumsarmering

Referansehøyde $h_1 := 1000 \text{mm}$

$$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1 \quad \text{NS 3473 18.1.3}$$

Minimums armering på strekkside steg $A_{ss1} := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 1405 \cdot \text{mm}^2$ NS 3473 18.3.2

Minimums armering på trykkside flens $A_{st1} := 0.25 \cdot h_f \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 675 \cdot \text{mm}^2$ NS 3473 18.3.3

Konklusjon strekkarmering $A_{ss} > A_{ss1}$ Strekkarmering ok

Konklusjon trykkarmering $A_{st} > A_{st1}$ Trykkarmering ok

Tap på grunn av kryp, svinn og relaksasjon (låsetap er utelatt da vi er lagt fra låsene)

Total tøyning i spennarmering ved brudd $\Delta \varepsilon'_{p0} := 0.0010$ Fra svinn kryp regneark

Effektiv tøyningdifferanse $\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta \varepsilon'_{p0} = 3.282 \times 10^{-3}$

Balansert armeringstverrsnitt $\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\left[\left(\frac{f_{pd}}{E_p} \right) - \varepsilon'_{p0} \right] + \varepsilon_{cu}} = 0.961$ 7.7 [1]

$$\lambda := 0.8 \quad \eta := 1.0$$

Balansert armeringsmengde

$$A_{pb} := \lambda \cdot \eta \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} \cdot \alpha_b \cdot b_{eff} \cdot d_p + (A_{ss} - A_{st}) \cdot \frac{f_{sd}}{f_{pd}} = 39941.9 \cdot \text{mm}^2$$

Formelsamling
betong 2
(modifisert)

$A_p < A_{pb}$ Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd

Trykksone faktor regnes ut i forhold til aksial likevekt

$$\text{Summen av indre krefter} = 0 \quad T_c + T_s - S - S_p = 0$$

Ferdig ryddet uttrykk:

$$f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot 0.8 \cdot \alpha^2 \cdot d^2 + \alpha \cdot d \left(-A_{ss} \cdot f_{sd} - A_p \cdot f_{pd} + \varepsilon_{cu} \cdot A_{st} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) - \varepsilon_{cu} \cdot d_1 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) \cdot A_{st} = 0$$

$$x := f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot 0.8 \cdot d^2 = 97948.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$y := d \cdot \left(-A_p \cdot f_{pd} - A_{ss} \cdot f_{sd} + \varepsilon_{cu} \cdot A_{st} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) = -13155.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$z := -\varepsilon_{cu} \cdot d_1 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) \cdot A_{st} = -204.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha := \frac{(-y) + \sqrt{y^2 - 4 \cdot x \cdot z}}{2 \cdot x} = 0.1484$$

$$t := 0.8 \cdot \alpha \cdot d = 189 \cdot \text{mm}$$

Tynn eller tykk flens

$$h_f < t$$

Må regne tynn flens

Ved tynn flens vil hele flensen være i rent trykk.

Trykksonehøyde

$$\alpha \cdot d = 236 \cdot \text{mm}$$

Tøyning i trykkarmering

$$\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d - d_1)}{\alpha \cdot d} = 1.349 \times 10^{-3} \quad \text{Vil ikke flyte}$$

Trykk resultatant i armering

$$T_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d - d_1)}{\alpha \cdot d} \cdot A_{st} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} = 542 \cdot \text{kN}$$

Trykk resultant i flens $T_c := f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_f = 7991 \cdot \text{kN}$

Strekk resultant i armering $S_1 := f_{sd} \cdot A_{SS} = 1086 \cdot \text{kN}$

Momentlikevekt om tyngdepunkt spennarmering

Moment arm for Ts $z_{St} := \alpha \cdot d - d_1 = 91 \cdot \text{mm}$

Moment arm for Tc $z_C := \alpha \cdot d - \frac{h_f}{2} = 153 \cdot \text{mm}$

Moment arm for S $z_{SS} := (1 - \alpha) \cdot d = 1354 \cdot \text{mm}$

Momentkapasitet om spennarmering $M_d := T_c \cdot z_C + T_s \cdot z_{St} + S_1 \cdot z_{SS} = 2745 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

1. Sørensen, S.I., *Betong konstruksjoner- Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2010, Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.

Momentkapasitet i bruddgrense, felt akse 10-11

Betonginfo

Betong kvalitet	B350 / B25	
Sikkerhetsfaktor betong	$\gamma_c := 1.4$	NS 3473 Tabell 4
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Strekfasthet	$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Tøyinggrense i bruddgrense	$\epsilon_{cu} := 0.0035$	NS 3473 Tabell A.5

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning	$f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$	
Sikkerhetsfaktor	$\gamma_s := 1.25$	
E – modu	$E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$	
Dimensjonerende flytespenning	$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Armeringstøying	$\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$	
Flytetøying for armeringsstål	$\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$	

Armerings info for spennarmering

Karakteristisk 0,2% strekkgrænse	$f_{02} := 835 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Dimensjonerende spenning	$f_{pd} := \frac{f_{02}}{\gamma_s} = 668 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
E – modu	$E_p := 195000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
	$\varepsilon_{p0} := \frac{f_{02}}{E_p} = 4.282 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info

Total bredde	$b := 7300 \text{ mm}$	
Bredde på steg	$b_w := 700 \text{ mm}$	
Tykkelse på flense	$h_f := 190 \text{ mm}$	
Høyde for tverrsnitt	$h := 1100 \text{ mm}$	
Effektiv bredde av flens en side	$b_{\text{eff1}} := \min(b, 0.1 \cdot 0.7 \cdot 40 \text{ m}, 8 \cdot h_f) = 1520 \cdot \text{mm}$	NS 3473 9.5
Effektiv bredde av tverrsnitt	$b_{\text{eff}} := 2 \cdot b_{\text{eff1}} + b_w = 3740 \cdot \text{mm}$	NS 3473 9.5
Trykkarmering	$A_{\text{St}} := 5\pi (10)^2 \text{ mm}^2 = 1571 \cdot \text{mm}^2$	5 stk Ø20
Strekkarmering	$A_{\text{SS}} := 17\pi (10)^2 \text{ mm}^2 = 5341 \cdot \text{mm}^2$	17 stk Ø20
Spennarmering	$A_p := 16 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 = 12868 \cdot \text{mm}^2$	16 stk Ø32

Avstand fra UK til tp slakkarm.

$$z_1 := \frac{\left[(5 \cdot 50 + 5 \cdot 144 + 5 \cdot 234 + 2 \cdot 324) \cdot \text{mm} \cdot \pi \cdot (10 \text{mm})^2 \right]}{A_{SS}} = 164 \cdot \text{mm}$$

Avstand fra UK til tp spennarmering, avstander tatt fra AutoCAD modell.

$$z_p := \frac{\left[(4 \cdot 60 + 4 \cdot 150 + 4 \cdot 240 + 4 \cdot 330) \cdot \text{mm} \cdot \pi \cdot (16 \text{mm})^2 \right]}{A_p} = 195 \cdot \text{mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

For slakkarmering $d := h - z_1 = 936 \cdot \text{mm}$

For spennarmering $d_p := h - z_p = 905 \cdot \text{mm}$

Tp trykk armering fra OK
Minimumsarmering $d_1 := 50 \text{mm}$

Referansehøyde $h_1 := 1000 \text{mm}$

$$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1 \quad \text{NS 3473 18.1.3}$$

Minimums armering på strekkside steg $A_{SS1} := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 942 \cdot \text{mm}^2$ NS 3473 18.3.2

Minimums armering på trykkside flens $A_{st1} := 0.25 \cdot h_f \cdot b_{\text{eff}} \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 870 \cdot \text{mm}^2$ NS 3473 18.3.3

Konklusjon strekkarmering $A_{SS} > A_{SS1}$ Strekkarmering ok

Konklusjon trykkarmering $A_{st} > A_{st1}$ Trykkarmering ok

Tap på grunn av kryp, svinn og relaksasjon (låse tap er utelatt da vi er lagt fra låsene)

Total tøyning i spennarmering ved brudd $\Delta \varepsilon'_{p0} := 0.0010$ Fra svinn kryp regneark

Effektiv tøyningdifferanse $\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta \varepsilon'_{p0} = 3.282 \times 10^{-3}$

$$\text{Balansert armeringstverrsnitt } \alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\left(\frac{f_{pd}}{E_p}\right) - \varepsilon'_{p0} + \varepsilon_{cu}} = \mathbf{0.961} \quad 7.7 [1]$$

$$\lambda := \mathbf{0.8} \quad \eta := \mathbf{1.0}$$

$$A_{pb} := \lambda \cdot \eta \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} \cdot \alpha_b \cdot b_{eff} \cdot d_p + (A_{ss} - A_{st}) \cdot \frac{f_{sd}}{f_{pd}} = \mathbf{100383.9 \cdot mm^2} \quad \begin{array}{l} \text{Formelsamling} \\ \text{betong 2} \\ \text{(modifisert)} \end{array}$$

$$A_p < A_{pb}$$

Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd

Trykksone faktor regnes ut i forhold til aksial likevekt

$$\text{Summen av indre krefter} = 0 \quad T_c + T_s - S - S_p = \mathbf{0}$$

Ferdig ryddet uttrykk:

$$f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot \mathbf{0.8} \cdot \alpha^2 \cdot d^2 + \alpha \cdot d \left(-A_{ss} \cdot f_{sd} - A_p \cdot f_{pd} + \varepsilon_{cu} \cdot A_{st} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) - \varepsilon_{cu} \cdot d_1 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) \cdot A_{st} = \mathbf{0}$$

$$x := f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot \mathbf{0.8} \cdot d^2 = \mathbf{38008.5 \cdot kN \cdot m}$$

$$y := d \cdot \left(-A_p \cdot f_{pd} - A_{ss} \cdot f_{sd} + \varepsilon_{cu} \cdot A_{st} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) = \mathbf{-9141.9 \cdot kN \cdot m}$$

$$z := -\varepsilon_{cu} \cdot d_1 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) \cdot A_{st} = \mathbf{-44 \cdot kN \cdot m}$$

$$\alpha := \frac{(-y) + \sqrt{y^2 - 4 \cdot x \cdot z}}{2 \cdot x} = \mathbf{0.2452}$$

Maks tykkelse for tynn flens	$t := 0.8 \cdot \alpha \cdot d = 184 \cdot \text{mm}$	
Tynn eller tykk flens	$h_f > t$	Må regne tykk flens
Trykksonehøyde	$\alpha \cdot d = 230 \cdot \text{mm}$	
Tøyning i trykkarmering	$\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d - d_1)}{\alpha \cdot d} = 2.738 \times 10^{-3}$	(flyter)
Trykk resultant i armering	$T_s := f_{sd} \cdot A_{st} = 603 \cdot \text{kN}$	
Trykk resultant i flens	$T_c := f_{cd} \cdot b_{\text{eff}} \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d = 9959 \cdot \text{kN}$	
Strekk resultant i armering	$S := f_{sd} \cdot A_{ss} = 2051 \cdot \text{kN}$	
Strekk resultant i spennarmering	$S_p := f_{pd} \cdot A_p = 8596 \cdot \text{kN}$	
Momentlikevekt om tyngdepunkt spennarmering		
Moment arm for T_c	$z_c := d_p - \frac{h_f}{2} = 810 \cdot \text{mm}$	
Moment arm for T_s	$z_{st} := d_p - d_1 = 855 \cdot \text{mm}$	
Moment arm for S	$z_s := d - d_p = 31 \cdot \text{mm}$	
Momentkapasitet	$M_d := T_c \cdot z_c + T_s \cdot z_{st} + S_1 \cdot z_s = 8646 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	

1. Sørensen, S.I., *Betong konstruksjoner- Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2010, Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.

Momentkapasitet i bruddgrense, midt i felt akse 12-13

Betonginfø

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.4$ NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet $f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk $f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Tøyngingsgrense i bruddgrense $\epsilon_{cu} := 0.0035$ NS 3473 Tabell A.5

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info

Total bredde på tverrsnitt	$b := 4800 \text{ mm}$	
Bredde på steg	$b_w := 700 \text{ mm}$	
Tykkelse på flense	$h_f := 165 \text{ mm}$	
Effektiv bredde på hver side av steg	$b_{\text{eff}1} := \min(b, 0.1 \cdot 0.7 \cdot 22 \text{ m}, 8 \cdot h_f) = 1320 \cdot \text{mm}$	NS 3473 9.5
Effektiv bredde på flens	$b_{\text{eff}} := 2 \cdot b_{\text{eff}1} + b_w = 3340 \cdot \text{mm}$	
Høyde for tverrsnitt	$h := 1100 \text{ mm}$	
Trykkarmering	$A_{\text{St}} := 6\pi (10)^2 \text{ mm}^2 = 1885 \cdot \text{mm}^2$	6 stk Ø20
Strekkarmering	$A_{\text{SS}} := 40\pi (10)^2 \text{ mm}^2 = 12566.4 \cdot \text{mm}^2$	40 stk Ø20

Tyngde punkt til armering fra OK

$$z_1 := \frac{\left[(10 \cdot 50 + 10 \cdot 100 + 10 \cdot 150 + 10 \cdot 200) \text{ mm} \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi \right]}{A_{\text{SS}}} = 125 \cdot \text{mm}$$

Effektiv høyde $d := h - z_1 = 975 \cdot \text{mm}$

Minimumsarmering

Referansehøyde $h_1 := 1000 \text{ mm}$

$$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1 \quad \text{NS 3473 18.1.3}$$

Minimums armering på strekkside steg $A_{\text{SS}1} := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{\text{tk}}}{f_{\text{sk}}} = 942.4 \cdot \text{mm}^2$ NS 3473
18.3.2

Minimums armering på trykkside flens $A_{\text{St}1} := 0.25 \cdot h_f \cdot b_{\text{eff}} \cdot \frac{f_{\text{tk}}}{f_{\text{sk}}} = 674.5 \cdot \text{mm}^2$ NS 3473
18.3.3

Konklusjon strekkarmering $A_{\text{SS}} > A_{\text{SS}1}$ Strekkarmering ok

Konklusjon trykkarmering $A_{\text{St}} > A_{\text{St}1}$ Trykkarmering ok

Balansert armeringstverrsnitt $\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = \mathbf{0.646}$ 4.20 [1]

$$\lambda := \mathbf{0.8} \quad \eta := \mathbf{1.0}$$

Balansert armeringsmengde $A_{sb} := \lambda \cdot \eta \cdot b_{eff} \cdot d \cdot \alpha_b \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = \mathbf{63525.3 \cdot mm^2}$ 4.21 [1]

$$A_{ss} < A_{sb} \quad \text{Tverrsnittet er underarmert}$$

Trykksone faktor $\alpha := \frac{f_{sd} \cdot A_{ss}}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d} = \mathbf{0.128}$ 4.19 [1]

Trykksone høyde $x := \alpha \cdot d = \mathbf{124.5 \cdot mm}$

Krav til flenstykkelse $t := \lambda \cdot \alpha \cdot d = \mathbf{99.6 \cdot mm}$ 4.34 [1]

Tynn eller tykk flens $h_f > t$ Må regne tykk flens

Trykk resultant $T_c := \lambda \cdot \eta \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d = \mathbf{4825 \cdot kN}$ 4.13a [1]

Indre momentarm $z := (\mathbf{1 - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha}) \cdot d = \mathbf{925 \cdot mm}$ 4.13b [1]

Momentkapasitet om
tp strekkarmering $M_d := T_c \cdot z = \mathbf{4464.4 \cdot kN \cdot m}$

1. Sørensen, S.I., *Betong konstruksjoner- Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2010, Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.

Momentkapasitet i bruddgrense over støtte i akse 1-4 & 17-21

Betonginfo

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.4$ NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet $f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk $f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Tøyngingsgrense i bruddgrense $\epsilon_{cu} := 0.0035$ NS 3473 Tabell A.5

Armeringsinfo for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info

Total bredde $b := 4800\text{mm}$

Bredde på steg $b_w := 700\text{mm}$

Tykkelse på flense $h_f := 165\text{mm}$

Høyde for tverrsnitt $h := 800\text{mm}$

Effektiv flensbredde på hver side av steg tverrsnitt $b_{\text{eff1}} := \min[b, 0.1 \cdot 0.15 \cdot (16\text{m} \cdot 2), 8 \cdot h_f] = 480 \cdot \text{mm}$ NS 3473 9.5

Effektiv bredde på flens $b_{\text{eff}} := 2 \cdot b_{\text{eff1}} + b_w = 1660 \cdot \text{mm}$ NS 3473 9.5

Trykkarmering $A_{\text{St}} := 24\pi (10)^2 \text{mm}^2 = 7540 \cdot \text{mm}^2$ 24 stk Ø20

Strekkarmering $A_{\text{SS}} := 32\pi (10)^2 \text{mm}^2 = 10053 \cdot \text{mm}^2$ 32 stk Ø20

Tyngdepunkt til strekkarmering fra OK $z_1 := \frac{[(16 \cdot 50 + 12 \cdot 100 + 4 \cdot 150) \cdot \text{mm} \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi]}{A_{\text{SS}}} = 81 \cdot \text{mm}$

Tyngdepunkt til trykkarmering fra UK $z_2 := \frac{[(12 \cdot 50 + 12 \cdot 100) \cdot \text{mm} \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi]}{A_{\text{St}}} = 75 \cdot \text{mm}$

Effektiv høyde $d := h - z_1 = 719 \cdot \text{mm}$

$d_1 := z_2 = 75 \cdot \text{mm}$

Avstand fra tp strekk- tp trykk armering $h' := h - z_1 - z_2 = 644 \cdot \text{mm}$

Minimumsarmering

Referansehøyde $h_1 := 1000\text{mm}$

$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1$ NS 3473 18.1.3

Minimums armering strekk side $A_{\text{SS2}} := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{\text{tk}}}{f_{\text{sk}}} = 685.4 \cdot \text{mm}^2$ NS 3473 18.3.2

Tilleggs armering på strekkside flens $A_{\text{SS3}} := h_f \cdot b_{\text{eff}} \cdot \frac{f_{\text{tk}}}{f_{\text{sk}}} = 1341 \cdot \text{mm}^2$ NS 3473 18.3.3

Minimums armering på strekkside flens	$A_{SS1} := A_{SS2} + A_{SS3} = 2026.4 \cdot \text{mm}^2$	
Minimums armering på trykkside steg	$A_{St1} := \frac{A_{SS2}}{2} = 342.7 \cdot \text{mm}^2$	NS 3473 18.3.3
Konklusjon strekkarmering	$A_{SS} > A_{SS1}$	Strekkarmering ok
Konklusjon trykkarmering	$A_{St} > A_{St1}$	Trykkarmering ok
Balansert armeringstverrsnitt	$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 0.646$	4.20 [1]
	$\lambda := 0.8 \quad \eta := 1.0$	
Balansert armeringsmengde	$A_{Sb} := \lambda \cdot \eta \cdot b_{\text{eff}} \cdot d \cdot \alpha_b \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 23275 \cdot \text{mm}^2$	4.21 [1]
	$A_{SS} < A_{Sb}$ Tverrsnittet er underarmert	

Trykksone faktor α regnes ut i forhold til aksial likevekt

Snittets betongtrykk resultat $T_c := f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d$

Trykkarmerings resultat $T_s := A_{St} \cdot \varepsilon_s \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_c}$

$$\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d - d1)}{\alpha \cdot d}$$

$$T_s := \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_c} \right) \cdot A_{St} \cdot \left[\varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d - d1)}{\alpha d} \right]$$

$$S_1 := A_{SS} \cdot f_{sd}$$

Summen av indre krefter = 0 $T_c + T_s = \bullet \cdot S$

Ferdig ryddet uttrykk:

$$f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8 \cdot \alpha^2 \cdot d^2 + \alpha \cdot d \left(-A_{SS} \cdot f_{sd} + \varepsilon_{cu} \cdot A_{St} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) - \varepsilon_{cu} \cdot d1 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) \cdot A_{St} = \bullet \cdot 0$$

$$x := f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8 \cdot d^2 = 4194.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$y := d \cdot \left(-A_{ss} \cdot f_{sd} + \varepsilon_{cu} \cdot A_{st} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) = 260.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$z := -\varepsilon_{cu} \cdot z_2 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) \cdot A_{st} = -316.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha := \frac{(-y) + \sqrt{y^2 - 4 \cdot x \cdot z}}{2 \cdot x} = 0.2455$$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d - d_1)}{\alpha \cdot d} = 2.012 \times 10^{-3}$ Vil flyte

Momentkapasitet $M_d := 0.8 \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2 + f_{sd} \cdot A_{st} \cdot h$ 4.14 +[1]

$$M_d = 2792.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

1. Sørensen, S.I., *Betong konstruksjoner- Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2010, Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.

Momentkapasitet i bruddgrense over støtte i akse 5-8 og 14-16

Betonginfo

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.4$ NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet $f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk $f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Tøyingsgrense i bruddgrense $\epsilon_{cu} := 0.0035$ NS 3473 Tabell A.5

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info

Total bredde $b := 4800\text{mm}$

Bredde på steg $b_w := 700\text{mm}$

Tykkelse på flense $h_f := 165\text{mm}$

Høyde for tverrsnitt $h := 1100\text{mm}$

Effektiv flensbredde på hver side av steg tverrsnitt NS 3473 9.5

$$b_{\text{eff1}} := \min[b, 0.1 \cdot 0.15 \cdot (2 \cdot 22\text{m}), 8 \cdot h_f] = 660 \cdot \text{mm}$$

$$b_{\text{eff}} := 2 \cdot b_{\text{eff1}} + b_w = 2020 \cdot \text{mm} \quad \text{NS 3473 9.5}$$

Trykkarmering $A_{\text{St}} := 14\pi (10)^2 \text{mm}^2 = 4398 \cdot \text{mm}^2$ 14 stk Ø20

Strekkarmering $A_{\text{SS}} := 42\pi (10)^2 \text{mm}^2 = 13195 \cdot \text{mm}^2$ 42 stk Ø20

Tyngdepunkt til strekkarm.
fra OK

$$z_1 := \frac{[(32 \cdot 50 + 10 \cdot 100) \cdot \text{mm} \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi]}{A_{\text{SS}}} = 62 \cdot \text{mm}$$

Tyngdepunkt til trykkarm.
fra UK

$$z_2 := \frac{[(4 \cdot 50 + 6 \cdot 100 + 4 \cdot 120) \cdot \text{mm} \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi]}{A_{\text{St}}} = 91 \cdot \text{mm}$$

Effektiv høyde $d := h - z_1 = 1038 \cdot \text{mm}$

$$d_1 := z_2 = 91 \cdot \text{mm}$$

Avstand fra tp strekk- tp
trykk arm. $h' := h - z_1 - z_2 = 947 \cdot \text{mm}$

Minimumsarmering

Referansehøyde $h_1 := 1000\text{mm}$

$$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1 \quad \text{NS 3473 18.1.3}$$

Minimums armering på
strekkside bjelke $A_{\text{SS2}} := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{\text{tk}}}{f_{\text{sk}}} = 942.4 \cdot \text{mm}^2$ NS 3472
18.3.2

Tilleggsarmering på strekkside flens $A_{SS3} := h_f \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 1631.8 \cdot \text{mm}^2$ NS 3473 18.3.3

Minimums arm på strekkside flens $A_{SS1} := A_{SS2} + A_{SS3} = 2574.2 \cdot \text{mm}^2$

Minimums armering på trykkside steg $A_{St1} := \frac{A_{SS2}}{2} = 471.2 \cdot \text{mm}^2$ NS 3473 18.3.3

Konklusjon strekkarmering $A_{SS} > A_{SS1}$ Strekkarmering ok

Konklusjon trykkarmering $A_{St} > A_{St1}$ Trykkarmering ok

Balansert armeringstverrsnitt $\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 0.646$ 4.20 [1]

$\lambda := 0.8 \quad \eta := 1.0$

Balansert armeringsmengde $A_{Sb} := \lambda \cdot \eta \cdot b_{eff} \cdot d \cdot \alpha_b \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 40906 \cdot \text{mm}^2$ 4.21 [1]

$A_{SS} < A_{Sb}$ Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd

Trykksone faktor α regnes ut i forhold til aksial likevekt

Snittets betongtrykk resultant $T_c := f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d$

Trykkarmerings resultant $T_s := A_{St} \cdot \varepsilon_s \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_c}$

$\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d - d_1)}{\alpha \cdot d}$

$T_s := \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_c} \right) \cdot A_{St} \cdot \left[\varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d - d_1)}{\alpha d} \right]$

$S_1 := A_{SS} \cdot f_{sd}$

Summen av indre krefter = 0 $T_c + T_s = S_1$

Ferdig ryddet uttrykk:

$$f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8 \cdot \alpha^2 \cdot d^2 + \alpha \cdot d \left(-A_{ss} \cdot f_{sd} \cdot \varepsilon_{cu} + A_{st} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) - \varepsilon_{cu} \cdot d_1 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) \cdot A_{st} = 0$$

$$x := f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8 \cdot d^2 = 8750.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$y := d \cdot \left(-A_{ss} \cdot f_{sd} + \varepsilon_{cu} \cdot A_{st} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) = -2702.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$z := -\varepsilon_{cu} \cdot d_1 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) \cdot A_{st} = -225.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha := \frac{(-y) + \sqrt{y^2 - 4 \cdot x \cdot z}}{2 \cdot x} = 0.3771$$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d - d_1)}{\alpha \cdot d} = 2.683 \times 10^{-3}$

Trykkarmering vil flyte og må bruke dimensjonerende spenning.

Momentkapasitet $M_d := 0.8 \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2 + A_{st} \cdot f_{sd} \cdot h \quad 4.14 + [1]$

$$M_d = 4401.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

1. Sørensen, S.I., *Betong konstruksjoner- Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2010, Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.

Momentkapasitet i bruddgrense over støtte i akse 9

Betonginfo

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.4$ NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet $f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk $f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Tøyngingsgrense i bruddgrense $\epsilon_{cu} := 0.0035$ NS 3473 Tabell A.5

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyninç $\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyninç for armeringsstål $\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info

Total bredde $b := 4800\text{mm}$

Bredde på steg $b_w := 700\text{mm}$

Tykkelse på flense $h_f := 165\text{mm}$

Høyde for tverrsnitt $h := 1100\text{mm}$

Effektiv flensbredde på hver side av steg NS 3473 9.5

$$b_{\text{eff1}} := \min[b, 0.1 \cdot 0.15 \cdot (2 \cdot 22\text{m}), 8 \cdot h_f] = 660 \cdot \text{mm}$$

Effektiv bredde på flens $b_{\text{eff}} := 2 \cdot b_{\text{eff1}} + b_w = 2020 \cdot \text{mm}$ NS 3473 9.5

Trykkarmering $A_{\text{St}} := 15\pi (10)^2 \text{mm}^2 = 4712 \cdot \text{mm}^2$ 15 stk Ø20
Se tegning
151-26

Strekkarmering $A_{\text{SS}} := 43\pi (10)^2 \text{mm}^2 = 13509 \cdot \text{mm}^2$ 43 stk Ø20
Se tegning
151-26

Tyngdepunkt til strekkarmering fra OK $z_1 := \frac{[(21 \cdot 50 + 22 \cdot 100) \cdot \text{mm} \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi]}{A_{\text{SS}}} = 76 \cdot \text{mm}$

Tyngdepunkt til trykkarmering fra UK $z_2 := \frac{[(9 \cdot 50 + 6 \cdot 100) \cdot \text{mm} \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi]}{A_{\text{St}}} = 70 \cdot \text{mm}$

Effektiv høyde $d := h - z_1 = 1024 \cdot \text{mm}$

$$d_1 := z_2 = 70 \cdot \text{mm}$$

Avstand fra tp strekk- tp trykk armering. $h' := h - z_1 - z_2 = 954 \cdot \text{mm}$

Minimumsarmering

Referansehøyde $h_1 := 1000\text{mm}$

$$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1$$
 NS 3473 18.1.3

Minimums armering på strekkside $A_{SS2} := 0.25 \cdot k_W \cdot b_W \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 942.4 \cdot \text{mm}^2$ NS 3473 18.3.2

Tilleggs armering på strekkside flens $A_{SS3} := h_f \cdot b_{\text{eff}} \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 1631.8 \cdot \text{mm}^2$ NS 3473 18.3.3

Minimums armering på strekkside flens $A_{SS1} := A_{SS2} + A_{SS3} = 2574.2 \cdot \text{mm}^2$

Minimums armering på trykkside steg $A_{St1} := \frac{A_{SS2}}{2} = 471.2 \cdot \text{mm}^2$ NS 3473 18.3.3

Konklusjon strekkarmering $A_{SS} > A_{SS1}$ Strekkarmering ok

Konklusjon trykkarmering $A_{St} > A_{St1}$ Trykkarmering ok

Balansert armeringstverrsnitt $\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 0.646$ 4.20 [1]

$$\lambda := 0.8 \quad \eta := 1.0$$

Balansert armeringsmengde $A_{Sb} := \lambda \cdot \eta \cdot b_{\text{eff}} \cdot d \cdot \alpha_b \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 40367 \cdot \text{mm}^2$ 4.21 [1]

$$A_{SS} < A_{Sb} \quad \text{Tverrsnittet er underarmert}$$

Trykksone faktor α regnes ut i forhold til aksial likevekt

Snittets betongtrykk resultant $T_c := f_{cd} \cdot b_W \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d$

Trykkarmerings resultant $T_s := A_{St} \cdot \varepsilon_s \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_c}$

$$\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d - d_1)}{\alpha \cdot d}$$

$$T_s := \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_c} \right) \cdot A_{St} \cdot \left[\varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d - d_1)}{\alpha d} \right]$$

$$S_1 := A_{ss} \cdot f_{sd}$$

Summen av indre krefter = 0 $T_c + T_s - S = 0$

Ferdig ryddet uttrykk:

$$f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8 \cdot \alpha^2 \cdot d^2 + \alpha \cdot d \left(-A_{ss} \cdot f_{sd} + A_{st} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) - \varepsilon_{cu} \cdot d_1 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) \cdot A_{st} = 0$$

$$x := f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8 \cdot d^2 = 8521.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$y := d \cdot \left(-A_{ss} \cdot f_{sd} + \varepsilon_{cu} \cdot A_{st} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) = -2610.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$z := -\varepsilon_{cu} \cdot d_1 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) \cdot A_{st} = -184.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha := \frac{(-y) + \sqrt{y^2 - 4 \cdot x \cdot z}}{2 \cdot x} = 0.3657$$

Momentkapasitet om tyngdepunkt strekkarmering

$$\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d - d_1)}{\alpha \cdot d} = 2.846 \times 10^{-3} \quad \text{Trykkarmering vil flyte}$$

Trykk resultatant i betong

$$T_c := f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d = 3042 \cdot \text{kN}$$

Trykk resultatant i trykkarmering

$$T_s := f_{sd} \cdot A_{st} = 1810 \cdot \text{kN}$$

Strekk resultatant i strekkarmering

$$S_1 = 5187 \cdot \text{kN}$$

Momentarm for T_c

$$z_c := d - \frac{(\alpha \cdot d)}{2} = 837 \cdot \text{mm}$$

Momentarm for T_s

$$z_s := d - z_2 = 954 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet

$$M_d := T_c \cdot z_c + T_s \cdot z_s = 4273 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

1. Sørensen, S.I., *Betong konstruksjoner- Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2010, Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.

Momentkapasitet i bruddgrense over støtte i akse 10 og 11

Betonginfo

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.4$ NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet $f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk $f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Tøyngingsgrense i bruddgrense $\epsilon_{cu} := 0.0035$ NS 3473 Tabell A.5

Armeringsinfo for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyninç $\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Armeringsinfo for spennarmering

Karakteristisk 0,2% strekkgrænse $f_{02} := 835 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Dimensjonerende spenning $f_{pd} := \frac{f_{02}}{\gamma_s} = 668 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

E – modu $E_p := 195000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$$\varepsilon_{p0} := \frac{f_{02}}{E_p} = 4.282 \times 10^{-3}$$

Tverrsnitt info

Total bredde $b := 4800 \text{ mm}$

Bredde på steg $b_w := 700 \text{ mm}$

Tykkelse på flense $h_f := 165 \text{ mm}$

Høyde for tverrsnitt $h := 2600 \text{ mm}$

Effektiv flensbredde på hver side av steg NS 3473 9.5

$$b_{\text{eff1}} := \min[b, 0.1 \cdot 0.15 \cdot (22 + 40) \cdot m, 8 \cdot h_f] = 930 \cdot \text{mm}$$

Effektiv bredde på flens $b_{\text{eff}} := 2 \cdot b_{\text{eff1}} + b_w = 2560 \cdot \text{mm}$ NS 3473 9.5

Trykkarmering $A_{st} := 11\pi (10)^2 \text{ mm}^2 = 3456 \cdot \text{mm}^2$ 11 stk Ø20

Strekkarmering $A_{ss} := 26\pi (10)^2 \text{ mm}^2 = 8168 \cdot \text{mm}^2$ 26 stk Ø20

Spennarmering $A_p := 16 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 = 12868 \cdot \text{mm}^2$ 16 stk Ø32

Tyngdepunkt til strekkarmering fra OK $z_1 := \frac{[(21 \cdot 50 + 5 \cdot 100) \cdot \text{mm} \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi]}{A_{ss}} = 60 \cdot \text{mm}$

Tyngdepunkt til trykkarmering fra UK

$$z_2 := \frac{\left[(9 \cdot 50 + 2 \cdot 100) \cdot \text{mm} \cdot (10 \text{mm})^2 \cdot \pi \right]}{A_{st}} = 59 \cdot \text{mm}$$

Tyngdepunkt til spennarmering fra OK

$$z_p := \frac{\left[(4 \cdot 60 + 4 \cdot 150 + 4 \cdot 240 + 4 \cdot 330) \cdot \text{mm} \cdot (16 \text{mm})^2 \cdot \pi \right]}{A_p} = 195 \cdot \text{mm}$$

Effektiv høyde for slakkarmering

$$d := h - z_1 = 2540 \cdot \text{mm}$$

Effektiv høyde for slakkarmering

$$d_p := h - z_p = 2405 \cdot \text{mm}$$

$$d_1 := z_2 = 59 \cdot \text{mm}$$

Avstand fra tp strekk- tp trykk arm.

$$h' := h - z_1 - z_2 = 2481 \cdot \text{mm}$$

Minimumsarmering

Referansehøyde

$$h_1 := 1000 \text{mm}$$

$$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1 \quad \text{NS 3473 18.1.3}$$

Minimums armering på strekkside

$$A_{ss2} := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 2228 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{NS 3473 18.3.2}$$

Tilleggsarmering på strekkside flens

$$A_{ss3} := h_f \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 2068 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{NS 3473 18.3.3}$$

Minimums armering på strekkside flens

$$A_{ss1} := A_{ss2} + A_{ss3} = 4295.6 \cdot \text{mm}^2$$

Minimums armering på trykkside steg

$$A_{st1} := \frac{A_{ss2}}{2} = 1114 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{NS 3473 18.3.3}$$

Konklusjon strekkarmering

$$A_{ss} > A_{ss1}$$

Strekkarmering ok

Konklusjon trykkarmering

$$A_{st} > A_{st1}$$

Trykkarmering ok

Tap på grunn av kryp, svinn og relaksasjon (låsetap er utelatt da vi er lagt fra låsene)

Total tøyning i spennarmering $\Delta \varepsilon'_{p0} := 0.0010$
ved brudd

Fra svinn kryp
regneark

Effektiv tøyningdifferanse $\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta \varepsilon'_{p0} = 3.282 \times 10^{-3}$

Balansert armeringstverrsnitt $\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\left(\frac{f_{pd}}{E_p}\right) - \varepsilon'_{p0} + \varepsilon_{cu}} = 0.961$ 7.7 [1]

$$A_{pb} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \cdot \alpha_b \cdot b_w \cdot d_p = 28082 \cdot \text{mm}^2$$

$A_p < A_{pb}$ Tverrsnitt er underarmert og vil flyte ved brudd

Trykksone faktor α regnes ut i forhold til aksial likevekt

Snittets betongtrykk resultant $T_c := f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d$

Trykkarmerings resultant $T_s := A_{st} \cdot \varepsilon_s \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_c}$

$$\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d - d_1)}{\alpha \cdot d}$$

$$T_s := \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_c}\right) \cdot A_{st} \cdot \left[\varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d - d_1)}{\alpha d}\right]$$

Strekkarmering $S_1 := A_{ss} \cdot f_{sd}$

Spennarmering $S_p := A_p \cdot f_{pd}$

Trykksonehøyden finnes ved hjelp av aksiell likevekt

Summen av indre krefter = 0 $T_c + T_s = S + S_p$

Ferdig ryddet uttrykk:

$$f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8 \cdot \alpha^2 \cdot d^2 + \alpha \cdot d \left(-A_{ss} \cdot f_{sd} - A_p \cdot f_{pd} + A_{st} \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) - \varepsilon_{cu} \cdot d_1 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s}\right) \cdot A_{st} = 0$$

$$x := f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8 \cdot d^2 = 52402.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$y := d \cdot \left(-A_{ss} \cdot f_{sd} - A_p \cdot f_{pd} + \varepsilon_{cu} \cdot A_{st} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) = -24888.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$z := -\varepsilon_{cu} \cdot d1 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) \cdot A_{st} = -114.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha := \frac{(-y) + \sqrt{y^2 - 4 \cdot x \cdot z}}{2 \cdot x} = 0.4795$$

Momentkapasitet om trykkresultanten i betongen Tc

$$\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d - d1)}{\alpha \cdot d} = 3.33 \times 10^{-3} \quad \text{Vil flyte}$$

Trykk resultat i betong $T_c := f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d = 9891 \cdot \text{kN}$

Trykk resultat i trykkarmering $T_s := f_{sd} \cdot A_{st} = 1327 \cdot \text{kN}$

Strekk resultat i strekkarmering $S_1 = 3137 \cdot \text{kN}$

Strekk resultat i spennarmering $S_p := f_{pd} \cdot A_p = 8596 \cdot \text{kN}$

Momentarm for Ts $z_{st} := \frac{(\alpha \cdot d)}{2} - d1 = 550 \cdot \text{mm}$

Momentarm for S $z_s := h - \frac{(\alpha \cdot d)}{2} - z_1 = 1931 \cdot \text{mm}$

Momentarm for Sp $z_{sp} := h - \frac{(\alpha \cdot d)}{2} - z_p = 1796 \cdot \text{mm}$

Momentkapasitet $M_d := T_s \cdot z_{st} + S_1 \cdot z_s + S_p \cdot z_{sp} = 22225 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

1. Sørensen, S.I., *Betong konstruksjoner- Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2010, Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.

Momentkapasitet i bruddgrense over støtte i akse 13

Betonginfo

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.4$ NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet $f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk $f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Tøyngingsgrense i bruddgrense $\epsilon_{cu} := 0.0035$ NS 3473 Tabell A.5

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info

Total bredde $b := 4800\text{mm}$

Bredde på steg $b_w := 700\text{mm}$

Tykkelse på flense $h_f := 165\text{mm}$

Høyde for tverrsnitt $h := 1100\text{mm}$

Effektiv flensbredde på hver side av steg tverrsnitt NS 3473 9.5

$$b_{\text{eff1}} := \min[b, 0.1 \cdot 0.15 \cdot (2 \cdot 22\text{m}), 8 \cdot h_f] = 660 \cdot \text{mm}$$

$$b_{\text{eff}} := 2 \cdot b_{\text{eff1}} + b_w = 2020 \cdot \text{mm} \quad \text{NS 3473 9.5}$$

Trykkarmering $A_{\text{St}} := 19\pi (10)^2 \text{mm}^2 = 5969 \cdot \text{mm}^2$ 19 stk Ø20

Strekkarmering $A_{\text{SS}} := 48\pi (10)^2 \text{mm}^2 = 15080 \cdot \text{mm}^2$ 48 stk Ø20

Tyngdepunkt til strekkarm.
fra OK

$$z_1 := \frac{[(26 \cdot 50 + 22 \cdot 100) \cdot \text{mm} \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi]}{A_{\text{SS}}} = 73 \cdot \text{mm}$$

Tyngdepunkt til trykkarm.
fra UK

$$z_2 := \frac{[(10 \cdot 50 + 9 \cdot 100 + 4 \cdot 120) \cdot \text{mm} \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi]}{A_{\text{St}}} = 99 \cdot \text{mm}$$

Effektiv høyde $d := h - z_1 = 1027 \cdot \text{mm}$

$$d_1 := z_2 = 99 \cdot \text{mm}$$

Avstand fra tp strekk- tp
trykk armering $h' := h - z_1 - z_2 = 928 \cdot \text{mm}$

Minimumsarmering

Referansehøyde $h_1 := 1000\text{mm}$

$$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1 \quad \text{NS 3473 18.1.3}$$

Minimums armering på
strekkside bjelke $A_{\text{SS2}} := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{\text{tk}}}{f_{\text{sk}}} = 942.4 \cdot \text{mm}^2$ NS 3473
18.3.2

Tilleggsarmering på strekkside flens $A_{SS3} := h_f \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 1631.8 \cdot \text{mm}^2$ NS 3473 18.3.3

Minimums armering på strekkside flens $A_{SS1} := A_{SS2} + A_{SS3} = 2574.2 \cdot \text{mm}^2$

Minimums armering på trykkside steg $A_{St1} := \frac{A_{SS2}}{2} = 471.2 \cdot \text{mm}^2$ NS 3473 18.3.3

Konklusjon strekkarmering $A_{SS} > A_{SS1}$ Strekkarmering ok

Konklusjon trykkarmering $A_{St} > A_{St1}$ Trykkarmering ok

Balansert armeringstverrsnitt $\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 0.646$ 4.20 [1]

$\lambda := 0.8 \quad \eta := 1.0$

Balansert armeringsmengde $A_{Sb} := \lambda \cdot \eta \cdot b_{eff} \cdot d \cdot \alpha_b \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 40472 \cdot \text{mm}^2$ 4.21 [1]

$A_{SS} < A_{Sb}$ Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd

Trykksone faktor α regnes ut i forhold til aksial likevekt

Snittets betongtrykk resultant $T_c := f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d$

Trykkarmerings resultatant $T_s := A_{St} \cdot \varepsilon_s \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_c}$

$\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d - d_1)}{\alpha \cdot d}$

$T_s := \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_c} \right) \cdot A_{St} \cdot \left[\varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d - d_1)}{\alpha d} \right]$

$S_1 := A_{SS} \cdot f_{sd}$

Summen av indre krefter = 0 $T_c + T_s = S_1$

Ferdig ryddet uttrykk:

$$f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8 \cdot \alpha^2 \cdot d^2 + \alpha \cdot d \left(-A_{ss} \cdot f_{sd} \cdot \varepsilon_{cu} + A_{st} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) - \varepsilon_{cu} \cdot d_1 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) \cdot A_{st} = 0$$

$$x := f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8 \cdot d^2 = 8565.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$y := d \cdot \left(-A_{ss} \cdot f_{sd} + \varepsilon_{cu} \cdot A_{st} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) = -2514.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$z := -\varepsilon_{cu} \cdot d_1 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) \cdot A_{st} = -330.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha := \frac{(-y) + \sqrt{y^2 - 4 \cdot x \cdot z}}{2 \cdot x} = 0.392$$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d - d_1)}{\alpha \cdot d} = 2.64 \times 10^{-3}$

Trykkarmering vil flyte og må bruke dimensjonerende spenning.

Momentkapasitet $M_d := 0.8 \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2 + A_{st} \cdot f_{sd} \cdot h \quad 4.14 + [1]$

$$M_d = 4958.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

1. Sørensen, S.I., *Betong konstruksjoner- Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2010, Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.

Skjærkraftkapasitet i bruddgrense akse 1-4 og 17-21

Betonginfo

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong	$\gamma_c := 1.4$	NS 3473 Tabell 4
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Strekfasthet	$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 18.3.6
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.143 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Tøyngingsgrense i bruddgrense	$\varepsilon_{cu} := 0.0035$	NS 3473 Tabell A.5

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning	$f_{sk1} := 480 \frac{N}{mm^2}$	
Sikkerhetsfaktor	$\gamma_s := 1.25$	
E – modu	$E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$	
Dimensjonerende flytespenning	$f_{sd1} := \frac{f_{sk1}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Armeringstøyninç	$\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk1}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$	
Flytetøyning for armeringsstål	$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd1}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$	

Armeringsinfo for slakkarmering Ks-40 Ø10

Karakteristisk flytespenning $f_{sk2} := 400 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd2} := \frac{f_{sk2}}{\gamma_s} = 320 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk2}}{E_{sk}} = 2 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd2}}{E_{sk}} = 1.6 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info

Betongarealet $A_C := 923860 \frac{mm^2}{m}$

Bredde på steg $b_w := 700 \text{ mm}$

Tykkelse på flense $h_f := 165 \text{ mm}$

Effektiv høyde $d := 725 \text{ mm}$

Høyde for tverrsnitt $h := 800 \text{ mm}$

Vinkel på bøyer (lokalt) $\alpha := \frac{\pi}{2}$

Vinkel på oppbøyd strekkarmering $\alpha_2 := \frac{\pi}{4}$

strekkfasthet $f_{tk} := 2.55 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 18.3.6

Krav til skjærarmering tverrsnitt

Minimums skjærarmering $A_{svmin} := \frac{(0.2 \cdot A_C \cdot f_{tk} \cdot \sin(\alpha))}{f_{sk2}}$ NS 3473 18.3.6

$$A_{svmin} = 1178 \frac{1}{m} \cdot \text{mm}^2$$

Armering

Bøylearmering nært opplegg $A_{sv} := 2 \cdot 2 \cdot (5\text{mm})^2 \cdot \pi = 314 \cdot \text{mm}^2$

Strekkarmering som er bøyd opp $A_{s2} := 2 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 628 \cdot \text{mm}^2$

Skjærarmering nært opplegg: $A_{sv1} := 10 \cdot 2 \cdot 2 \cdot (5\text{mm})^2 \cdot \frac{\pi}{m}$ 2 snitt pr bøyle, 2*10mm c/c 100mm

$$A_{sv1} = 3142 \frac{1}{m} \cdot \text{mm}^2$$

Kontroll nært opplegg $A_{sv1} > A_{svmir}$ OK!

Skjærarmering midt i felt: $A_{sv2} := 10 \cdot 2 \cdot (5\text{mm})^2 \cdot \pi$ Bøylers 10mm c/c 100mm

$$A_{sv2} = 1571 \cdot \text{mm}^2$$

Kontroll midt i bjelke $A_{sv2} > A_{svmir}$ OK!

Strekkarmering $A_{ss} := 32 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 10053.1 \cdot \text{mm}^2$ 32stkØ20

$$k_A := 100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_V := 1$$

$$V_{cd} := \min \left[0.3 \cdot \left[f_{td} + \frac{(k_A \cdot A_{ss})}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d} \right] \cdot b_w \cdot d \cdot k_V, 0.6 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot d \cdot k_V \right] = 348 \cdot \text{kN} \quad \text{NS 3473 12.3.2.1}$$

$$z := 0.9 \cdot d = 652.5 \cdot \text{mm}$$

$$\cot(\alpha) = 0$$

Senteravstanden $S_1 := 100\text{mm}$

Vertikale bøylers bidrag $V_{sd1} := \frac{f_{sd2} \cdot A_{sv} \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha)}{S_1}$ NS 3473 12.3.2.4

	$V_{sd1} = 656 \cdot \text{kN}$	
Skrå armering*	$V_{sd2} := f_{sd1} \cdot A_{s2} \cdot \sin(\alpha_2)$	NS 3473 12.3.2.1
	$V_{sd2} = 171 \cdot \text{kN}$	
Skjærstrekk kapasitet	$V_1 := V_{cd} + V_{sd1} + V_{sd2}$	
	$V_1 = 1175 \cdot \text{kN}$	
Skjærtrykk kapasitet		
	$V_{ccd} := \min[0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z] = 1987 \cdot \text{kN}$	NS3473 12.3.2.5
Skjærkapasitet	$V_d := \min(V_1, V_{ccd}) = 1175 \cdot \text{kN}$	

Skjærkraftkapasitet i bruddgrense akse 5-8 og 13-16 i en avstand d fra opplegg

Betonginfo

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong	$\gamma_c := 1.4$	NS 3473 Tabell 4
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Strekfasthet	$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.143 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Tøyngingsgrense i bruddgrense	$\epsilon_{cu} := 0.0035$	NS 3473 Tabell A.5

Armeringsinfo for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning	$f_{sk1} := 480 \frac{N}{mm^2}$	
Sikkerhetsfaktor	$\gamma_s := 1.25$	
E – modu	$E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 4
Dimensjonerende flytespenning	$f_{sd1} := \frac{f_{sk1}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Armeringstøyning	$\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk1}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$	

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd1}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Armerings info for slakkarmering Ks-40 Ø10

Karakteristisk flytespenning $f_{sk2} := 400 \frac{N}{mm^2}$
 Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd2} := \frac{f_{sk2}}{\gamma_s} = 320 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk2}}{E_{sk}} = 2 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd2}}{E_{sk}} = 1.6 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info

Betongarealet $A_c := 1133860 \frac{mm^2}{m}$

Bredde på steg $b_w := 700m$

Tykkelse på flense $h_f := 165m$

Effektiv høyde $d := 959m$

Høyde for tverrsnitt $h := 1100m$

Vinkel på bøyer (lokalt) $\alpha := \frac{\pi}{2}$

Vinkel på oppbøyd strekkarmering $\alpha_2 := \frac{\pi}{4}$

Strekfastheten $f_{tk} := 2.55 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 18.3.6

Minimums skjærarmering $A_{svmin} := \frac{(0.2 \cdot A_c \cdot f_{tk} \cdot \sin(\alpha))}{f_{sk2}}$ NS 3473 18.3.6

$$A_{svmin} = 1446 \frac{1}{m} \cdot \text{mm}^2$$

Armering

Bøylearmering nært opplegg $A_{sv} := 2 \cdot 2 \cdot (5\text{mm})^2 \cdot \pi = 314 \cdot \text{mm}^2$ 2 stk Ø10 buntet sammen

Strekkarmering som er bøyd opp $A_{s2} := 2 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 628 \cdot \text{mm}^2$

Skjærarmering nært opplegg: $A_{sv1} := \frac{1000}{150} \cdot 2 \cdot 2 \cdot (5\text{mm})^2 \cdot \frac{\pi}{m}$ bøyler 2*10mm c/c 150mm

$$A_{sv1} = 2094 \frac{1}{m} \cdot \text{mm}^2$$

Kontroll $A_{sv1} > A_{svmir}$ OK!

Skjærarmering midt i felt: $A_{sv2} := 10 \cdot 2 \cdot (5\text{mm})^2 \cdot \frac{\pi}{m}$ bøyler 10mm c/c 100mm

$$A_{sv2} = 1571 \frac{1}{m} \cdot \text{mm}^2$$

Kontroll $A_{sv2} > A_{svmir}$ OK!

Strekkarmering inn over opplegg $A_{ss} := 32 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 10053 \cdot \text{mm}^2$ 32stkØ20

$$k_A := 100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_V := 1$$

$$V_{cd} := \min \left[0.3 \cdot \left[f_{td} + \frac{(k_A \cdot A_{ss})}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d} \right] \cdot b_w \cdot d \cdot k_V, 0.6 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot d \cdot k_V \right] = 446 \cdot \text{kN}$$
 NS 3473 12.3.2.1

$$z := 0.9 \cdot d = 863.1 \cdot \text{mm}$$

$$\cot(\alpha) = 0$$

Senteravstanden

$$S_1 := 100 \text{ mm}$$

Vertikale bøylers bidrag

$$V_{sd1} := \frac{f_{sd2} \cdot A_{sv} \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha)}{S_1}$$

NS 3473
12.3.2.4

$$V_{sd1} = 868 \cdot \text{kN}$$

Skrå armering*

$$V_{sd2} := f_{sd1} \cdot A_{s2} \cdot \sin(\alpha_2)$$

NS 3473
12.3.2.1

$$V_{sd2} = 171 \cdot \text{kN}$$

Skjærstrekk kapasitet

$$V_1 := V_{cd} + V_{sd1} + V_{sd2}$$

$$V_1 = 1484 \cdot \text{kN}$$

Skjærtrykk kapasitet

$$V_{ccd} := \min[0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z] = 2628 \cdot \text{kN}$$

NS3473
12.3.2.5

Skjærkapasitet

$$V_d := \min(V_1, V_{ccd}) = 1484 \cdot \text{kN}$$

Skjærkraftkapasitet i bruddgrense akse 9 i en avstand d fra opplegg

Betonginfo

Betong kvalitet	B350 / B25	
Sikkerhetsfaktor betong	$\gamma_c := 1.4$	NS 3473 Tabell 4
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Strekfasthet	$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.143 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Tøyingsgrense i bruddgrense	$\varepsilon_{cu} := 0.0035$	NS 3473 Tabell A.5

Armeringsinfo for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning	$f_{sk1} := 480 \frac{N}{mm^2}$	
Sikkerhetsfaktor	$\gamma_s := 1.25$	
E – modu	$E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$	
Dimensjonerende flytespenning	$f_{sd1} := \frac{f_{sk1}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Armeringstøyning	$\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk1}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$	
Flytetøyning for armeringsstål	$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd1}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$	

Armeringsinfo for slakkarmering Ks-40 Ø10

Karakteristisk flytespenning $f_{sk2} := 400 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd2} := \frac{f_{sk2}}{\gamma_s} = 320 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk2}}{E_{sk}} = 2 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd2}}{E_{sk}} = 1.6 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info

Betongarealet $A_C := 1133860 \frac{mm^2}{m}$

Bredde på steg $b_w := 700 \text{ m r}$

Tykkelse på flense $h_f := 165 \text{ m r}$

Effektiv høyde $d := 959 \text{ m r}$

Høyde for tverrsnitt $h := 1100 \text{ m r}$

Vinkel på bøyer (lokalt) $\alpha := \frac{\pi}{2}$

Vinkel på oppbøyd strekkarmering $\alpha_2 := \frac{\pi}{4}$

Strekfastheten $f_{tk} := 2.55 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 18.3.6

Minimums skjærarmering $A_{svmin} := \frac{(0.2 \cdot A_c \cdot f_{tk} \cdot \sin(\alpha))}{f_{sk2}}$ NS 3473 18.3.6

$$A_{svmin} = 1446 \frac{1}{m} \cdot \text{mm}^2$$

Armering

Bøylearmering nært opplegg $A_{sv} := 2 \cdot 2 \cdot (5\text{mm})^2 \cdot \pi = 314 \cdot \text{mm}^2$

Strekkarmering som er bøyd opp $A_{s2} := 2 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 628 \cdot \text{mm}^2$

Skjærarmering nært opplegg: $A_{sv1} := \frac{1000}{150} \cdot 2 \cdot 2 \cdot (5\text{mm})^2 \cdot \frac{\pi}{m}$ Bøyler 2*10mm
c/c 150mm

$$A_{sv1} = 2094 \frac{1}{m} \cdot \text{mm}^2$$

Kontroll $A_{sv1} > A_{svmir}$ OK!

Skjærarmering midt i felt: $A_{sv2} := 10 \cdot 2 \cdot (5\text{mm})^2 \cdot \frac{\pi}{m}$ Bøyler 10mm
c/c 100mm

$$A_{sv2} = 1571 \frac{1}{m} \cdot \text{mm}^2$$

Kontroll $A_{sv2} > A_{svmir}$ OK!

Strekkarmering krysser opplegg $A_{ss} := 33 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 10367 \cdot \text{mm}^2$ 33 stk Ø20

$$k_A := 100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_V := 1$$

$$V_{cd} := \min \left[0.3 \cdot \left[f_{td} + \frac{(k_A \cdot A_{ss})}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d} \right] \cdot b_w \cdot d \cdot k_V, 0.6 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot d \cdot k_V \right] = 452 \cdot \text{kN}$$
 NS 3473
12.3.2.1

$$z := 0.9 \cdot d = 863.1 \cdot \text{mm}$$

$$\cot(\alpha) = 0$$

Senteravstanden $S_1 := 100 \text{mm}$

Vertikale bøylers bidrag $V_{sd1} := \frac{f_{sd2} \cdot A_{sv} \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha)}{S_1}$ NS 3473
12.3.2.4

$$V_{sd1} = 868 \cdot \text{kN}$$

Skrå armering* $V_{sd2} := f_{sd1} \cdot A_{s2} \cdot \sin(\alpha_2)$ NS 3473 12.3.2.1

$$V_{sd2} = 171 \cdot \text{kN}$$

Skjærstrekk kapasitet $V_1 := V_{cd} + V_{sd1} + V_{sd2}$

$$V_1 = 1491 \cdot \text{kN}$$

Skjærtrykk kapasitet

$$V_{ccd} := \min[0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z] = 2628 \cdot \text{kN}$$
 NS3473
12.3.2.5

Skjærkapasitet $V_d := \min(V_1, V_{ccd}) = 1491 \cdot \text{kN}$

Skjærkraftkapasitet i bruddgrense akse 10 og 11 i en avstand d fra opplegg (2038mm fra opplegg)

Betonginfo

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.4$ NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet $f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 18.3.6

Konstruksjonsfasthet for strekk $f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende strekkfasthet $f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.143 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Tøyingsgrense i bruddgrense $\epsilon_{cu} := 0.0035$ NS 3473 Tabell A.5

Armeringsinfo for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk1} := 480 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd1} := \frac{f_{sk1}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk1}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd1}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Armeringsinfo for slakkarmering Ks-40 Ø10

Karakteristisk flytespenning $f_{sk2} := 400 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd2} := \frac{f_{sk2}}{\gamma_s} = 320 \cdot \frac{N}{mm^2}$

NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk2}}{E_{sk}} = 2 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd2}}{E_{sk}} = 1.6 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info

Betongarealet $A_c := 2184172 mm^2$

Bredde på steg $b_w := 700 mm$

Effektiv bredde av flens $b_{eff} := 1120 mm$

Tykkelse på flense $h_f := 165 mm$

Effektiv høyde $d := 2038 mm$

Høyde for tverrsnitt $h := 2202 mm$

Høyde steg $h_w := h - h_f = 2037 \cdot mm$

Vinkel på bøyer (lokalt) $\alpha := \frac{\pi}{2}$

Vinkel på oppbøyd strekkarmering $\alpha_2 := \frac{\pi}{4}$

Armering

Bøylearmering nært opplegg $A_{SV} := 2 \cdot 2 \cdot (5\text{mm})^2 \cdot \pi = 314 \cdot \text{mm}^2$

Skjærarmering nært opplegg: $A_{SV1} := \frac{1000}{120} \cdot 2 \cdot 2 \cdot (5\text{mm})^2 \cdot \pi$

Bøylar 2*10mm
c/c 120mm

$$A_{SV1} = 2618 \cdot \text{mm}^2$$

Skjærarmering midt i felt: $A_{SV2} := \frac{1000}{120} \cdot 2 \cdot (5\text{mm})^2 \cdot \pi$

Bøylar 10mm
c/c 120mm

$$A_{SV2} = 1309 \cdot \text{mm}^2$$

Strekkarmering $A_{SS} := 26 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 8168 \cdot \text{mm}^2$

26 Ø20
tegn 151-25

Strekkefasthet $f_{tk} := 2.55 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

NS 3473 18.3.6

Minimums skjærarmering $A_{svmin} := \frac{(0.2 \cdot A_c \cdot f_{tk} \cdot \sin(\alpha))}{f_{sk2}}$

NS 3473 18.3.6

$$A_{svmin} = 2566 \cdot \text{mm}^2$$

Kontrol $A_{SV1} > A_{svmin}$ OK

Senter avstand $S_1 := 120\text{mm}$

Tyngdepunkt i uopprikket betongverrsnitt $z_t := \frac{\left[2b_{\text{eff}} \cdot h_f \cdot \left(h - \frac{h_f}{2} \right) + b_w \cdot h \cdot \frac{h}{2} \right]}{(b_w \cdot h + 2b_{\text{eff}} \cdot h_f)} = 1298 \cdot \text{mm}$

Annet arealmoment for uopprisset betong

$$I_c := \left[\frac{(b_w \cdot h^3)}{12} \right] + b_w \cdot z_t \cdot \left(\frac{z_t}{2} \right)^2 + \left[\frac{(2b_{\text{eff}} \cdot h^3)}{12} \right] + b_w \cdot (h - z_t) \cdot \left[\frac{(h - z_t)}{2} \right]^2 + 2 \cdot (b_{\text{eff}} \cdot h_f) \cdot \left(h - z_t - \frac{h_f}{2} \right)^2$$

$$I_c = 3.377 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

Største avstand fra T.A

$$z_{\text{maks}} := \max(z_t, h - z_t) = 1298 \cdot \text{mm}$$

Tverrsnittsmodul

$$W_c := \frac{I_c}{z_{\text{maks}}} = 2.602 \times 10^9 \cdot \text{mm}^3$$

Oppspenningskra

$$P_0 := 7691 \text{ kN}$$

$$P_{0f} := 0.9 \cdot P_0 = 6922 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende aksialkraft

$$N_f := -0.85 \cdot P_{0f} = -5884 \cdot \text{kN}$$

Antar 15 % tap

Momen

$$M_o := \frac{-N_f \cdot W_c}{A_c} = 7009 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

NS 3473 12.3.2.2

Dimensjonerende skjærkraft for tverrsnittet

$$V_f := 2600 \text{ kN}$$

Ut fra NovaFrame

Totale dimensjonerende moment i tverrsnittet for den last som gir V.f

$$M_f := 15985 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ut fra NovaFrame

$$\left| \frac{N_f}{A_c} \right| = 2.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$0.4 \cdot f_{cd} = 5.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontrol

$$\left| \frac{N_f}{A_c} \right| \leq 0.4 \cdot f_{cd}$$

Statiske moment om tyngdepunktaksen for den ene delen av betongverrsnittet

Statisk arealmoment $S_C := b_W \cdot z_t \cdot \frac{z_t}{2} = 5.897 \times 10^8 \cdot \text{mm}^3$

$$z_1 := \max\left(0.7 \cdot d, \frac{l_C}{S_C}\right) = 5727 \cdot \text{mm}$$

$$k_A := 100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_V := 1$$

$$V_{CO} := \min\left[0.3 \cdot \left[f_{td} + \frac{(k_A \cdot A_{SS})}{\gamma_C \cdot b_W \cdot d}\right] \cdot b_W \cdot d \cdot k_V, 0.6 \cdot f_{td} \cdot b_W \cdot d \cdot k_V\right] = 664 \cdot \text{kN} \quad \begin{array}{l} \text{NS 3473} \\ 12.3.2.1 \end{array}$$

$$V_{cd} := \min\left[V_{CO} + 0.8 \cdot M_O \cdot \left|\frac{V_f}{M_f}\right|, \left(f_{td} \cdot k_V - 0.25 \cdot \frac{N_f}{A_C}\right) \cdot b_W \cdot z_1\right] = 1576 \cdot \text{kN} \quad \begin{array}{l} \text{NS 3473} \\ 12.3.2.2 \end{array}$$

Indre moment arm $z := 0.9 \cdot d = 1834 \cdot \text{mm}$

$$\cot(\alpha) = 0$$

Kapasitetsdel fra skjærarmering $V_{sd} := \frac{[f_{sd2} \cdot A_{SV} \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha)]}{S_1} \quad \begin{array}{l} \text{NS 3473} \\ 12.3.2.4 \end{array}$

$$V_{sd} = 1537 \cdot \text{kN}$$

Skjærstrekkbrudd kapasitet $V_1 := V_{cd} + V_{sd} = 3113 \cdot \text{kN}$

Skjærtrykk kapasitet

$$V_{ccd} := \min[0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_W \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_W \cdot z] = 5585 \cdot \text{kN} \quad \begin{array}{l} \text{NS3473} \\ 12.3.2.5 \end{array}$$

Skjærkapasite $V_d := \min(V_1, V_{ccd}) = 3113 \cdot \text{kN}$

Skjærkraftkapasitet i bruddgrense akse 12 i en avstand d fra opplegg

Betonginfo

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.4$ NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet $f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk $f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende strekkfasthet $f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.143 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Tøyningsgrense i bruddgrense $\epsilon_{cu} := 0.0035$ NS 3473 Tabell A.5

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk1} := 480 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd1} := \frac{f_{sk1}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk1}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

$$\text{Flytetøyning for armeringsstål } \varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd1}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$$

Armerings info for slakkarmering Ks-40 Ø10

$$\text{Karakteristisk flytespenning } f_{sk2} := 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Sikkerhetsfaktor } \gamma_s := 1.25$$

$$\text{E – modu } E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{NS 3473 Tabell 4}$$

$$\text{Dimensjonerende flytespenning } f_{sd2} := \frac{f_{sk2}}{\gamma_s} = 320 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{NS 3473 10.4.2}$$

$$\text{Armeringstøyning } \varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk2}}{E_{sk}} = 2 \times 10^{-3}$$

$$\text{Flytetøyning for armeringsstål } \varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd2}}{E_{sk}} = 1.6 \times 10^{-3}$$

Tverrsnitt info

$$\text{Betongarealet } A_c := 1133860 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Bredde på steg } b_w := 700 \text{ mm}$$

$$\text{Tykkelse på flense } h_f := 165 \text{ mm}$$

$$\text{Effektiv høyde } d := 959 \text{ mm}$$

$$\text{Høyde for tverrsnitt } h := 1100 \text{ mm}$$

$$\text{Vinkel på bøyler (lokalt) } \alpha := \frac{\pi}{2}$$

$$\text{Vinkel på oppbøyd strekkarmering } \alpha_2 := \frac{\pi}{4}$$

Strekfastheten $f_{tk} := 2.55 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 18.3.6

Minimums skjærarmering $A_{svmin} := \frac{(0.2 \cdot A_c \cdot f_{tk} \cdot \sin(\alpha))}{f_{sk2}}$ NS 3473 18.3.6

$$A_{svmin} = 1446 \frac{1}{m} \cdot mm^2$$

Armering

Bøylearmering nært opplegg $A_{sv} := 2 \cdot 2 \cdot (5mm)^2 \cdot \pi = 314 \cdot mm^2$

Strekkarmering som er bøyd opp $A_{s2} := 4 \cdot (10mm)^2 \cdot \pi = 1257 \cdot mm^2$

Skjærarmering nært opplegg: $A_{sv1} := 10 \cdot 2 \cdot 2 \cdot (5mm)^2 \cdot \frac{\pi}{m}$ Bøyler 2*10mm c/c 100mm

$$A_{sv1} = 3142 \frac{1}{m} \cdot mm^2$$

Kontroll $A_{sv1} > A_{svmir}$ OK!

Skjærarmering midt i felt: $A_{sv2} := 10 \cdot (5mm)^2 \cdot \frac{\pi}{m}$ Bøyler 10mm c/c 100mm

$$A_{sv2} = 785 \frac{1}{m} \cdot mm^2$$

Kontroll $A_{sv2} < A_{svmir}$ IkkeOK!

Strekkarmering krysser opplegg $A_{ss} := 6 \cdot (10mm)^2 \cdot \pi = 1885 \cdot mm^2$ 6 Ø20 se tegning 151-25

$$k_A := 100 \frac{N}{mm^2}$$

$$k_V := 1$$

$$V_{cd} := \min \left[0.3 \cdot \left[f_{td} + \frac{(k_A \cdot A_{ss})}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d} \right] \cdot b_w \cdot d \cdot k_V, 0.6 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot d \cdot k_V \right] = 271 \cdot kN$$
 NS 3473 12.3.2.1

$$z := 0.9 \cdot d = 863.1 \cdot mm$$

$$\cot(\alpha) = 0$$

Senteravstanden $S_1 := 100mm$

Vertikale bøylers bidrag $V_{sd1} := \frac{f_{sd2} \cdot A_{sv} \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha)}{S_1}$ NS 3473
12.3.2.4

$$V_{sd1} = 868 \cdot \text{kN}$$

Skrå armering* $V_{sd2} := f_{sd1} \cdot A_{s2} \cdot \sin(\alpha_2)$ NS 3473 12.3.2.1

$$V_{sd2} = 341 \cdot \text{kN}$$

Skjærstrekk kapasitet $V_1 := V_{cd} + V_{sd1} + V_{sd2}$

$$V_1 = 1479 \cdot \text{kN}$$

Skjærtrykk kapasitet

$$V_{ccd} := \min[0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z] = 2628 \cdot \text{kN}$$
 NS3473
12.3.2.5

Skjærkapasitet $V_d := \min(V_1, V_{ccd}) = 1479 \cdot \text{kN}$

Skjærkraftkapasitet i bruddgrense akse 10 og 11 i en avstand 11m fra opplegg

Betonginfc

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong	$\gamma_c := 1.4$	NS 3473 Tabell 4
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Strekkfasthet	$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 18.3.6
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.143 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Tøyningsgrense i bruddgrense	$\epsilon_{cu} := 0.0035$	NS 3473 Tabell A.5

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning	$f_{sk1} := 480 \frac{N}{mm^2}$	
Sikkerhetsfaktor	$\gamma_s := 1.25$	
E – modu	$E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$	
Dimensjonerende flytespenning	$f_{sd1} := \frac{f_{sk1}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Armeringstøyning	$\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk1}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$	
Flytetøyning for armeringsstål	$\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd1}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$	

Armerings info for slakkarmering Ks-40 Ø10

Karakteristisk flytespenning $f_{sk2} := 400 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s = 1.25$

E- modul $E_{sk} = 2 \times 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd2} := \frac{f_{sk2}}{\gamma_s} = 320 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk2}}{E_{sk}} = 2 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd2}}{E_{sk}} = 1.6 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info

Betongarealet $A_c := 2184172 mm^2$

Bredde på steg $b_w := 700 mm$

Effektiv bredde av flens $b_{eff} := 1120 mm$

Tykkelse på flense $h_f := 190 mm$

Effektiv høyde $d := 700 mm$

Høyde for tverrsnitt $h := 1390 mm$

Høyde steg $h_w := h - h_f = 1200 mm$

Vinkel på bøyler (lokalt) $\alpha := \frac{\pi}{2}$

Vinkel på oppbøyd strekkarmering $\alpha_2 := \frac{\pi}{4}$

Armering

Skjærarmering midt i felt:

$$A_{SV1} := \frac{1000}{120} \cdot 2 \cdot (5\text{mm})^2 \cdot \pi$$

Bøyle 10mm
c/c 120mm

$$A_{SV1} = 1309 \cdot \text{mm}^2$$

Skjærarmerings areal
pr bøyle

$$A_{SV} := 2 \cdot (5\text{mm})^2 \cdot \pi = 157.08 \text{mm}^2$$

Strekkarmering

$$A_{SS} := 22 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 6912 \cdot \text{mm}^2$$

22 Ø20 tegn
151-25

Strekfastheten

$$f_{tk} := 2.55 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

NS 3473 18.3.6

Minimums skjærarmering

$$A_{svmin} := \frac{(0.2 \cdot A_c \cdot f_{tk} \cdot \sin(\alpha))}{f_{sk2}}$$

NS 3473 18.3.6

$$A_{svmin} = 2566 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{SV1} < A_{svmin}$$

Ikke tilstrekkelig!

Senter avstand ved
opplegg mot midten

$$S_1 := 120 \text{mm}$$

Tyngdepunkt i uopprisset
betongtverrsnitt

$$z_t := \frac{\left[2b_{\text{eff}} \cdot h_f \cdot \left(h - \frac{h_f}{2} \right) + b_w \cdot h \cdot \frac{h}{2} \right]}{(b_w \cdot h + 2b_{\text{eff}} \cdot h_f)} = 878 \cdot \text{mm}$$

Annet arealmoment for uopprisset
betong

$$I_c := \left[\frac{(b_w \cdot h^3)}{12} \right] + b_w \cdot z_t \cdot \left(\frac{z_t}{2} \right)^2 + \left[\frac{(2b_{\text{eff}} \cdot h^3)}{12} \right] + b_w \cdot (h - z_t) \cdot \left[\frac{(h - z_t)}{2} \right]^2 + 2 \cdot (b_{\text{eff}} \cdot h_f) \cdot \left(h - z_t - \frac{h_f}{2} \right)^2$$

$$I_c = 8.74 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

Største avstand fra T.A

$$z_{\text{maks}} := \max(z_t, h - z_t) = 877.6 \cdot \text{mm}$$

Tverrsnittsmodul $W_C := \frac{I_C}{z_{\text{maks}}} = 9.959 \times 10^8 \cdot \text{mm}^3$

Oppspenningskraft $P_0 := 7691 \text{ kN}$

$$P_{0f} := 0.9 \cdot P_0 = 6922 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende aksialkraft $N_f := -0.85 \cdot P_{0f} = -5884 \cdot \text{kN}$

Moment $M_O := \frac{-N_f \cdot W_C}{A_C} = 2683 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ NS 3473 12.3.2.2

Dimensjonerende skjærkraft for tverrsnittet $V_f := 2600 \text{ kN}$ Ut fra NovaFrame

Totale dimensjonerende moment i tverrsnittet for den last som gir V.f $M_f := 15985 \text{ kN} \cdot \text{m}$ Ut fra NovaFrame

$$\left| \frac{N_f}{A_C} \right| = 2.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$0.4 \cdot f_{cd} = 5.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontrol $\left| \frac{N_f}{A_C} \right| \leq 0.4 \cdot f_{cd}$

Statiske moment om tyngdepunktaksen for den ene delen av betongtverrsnittet

$$S_C := b_W \cdot z_t \cdot \frac{z_t}{2} = 2.696 \times 10^8 \cdot \text{mm}^3$$

$$z_1 := \max\left(0.7 \cdot d, \frac{I_C}{S_C}\right) = 3242 \cdot \text{mm}$$

$$k_A := 100 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_V := 1$$

$$V_{co} := \min \left[0.3 \cdot \left[f_{td} + \frac{(k_A \cdot A_{ss})}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d} \right] \cdot b_w \cdot d \cdot k_v, 0.6 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot d \cdot k_v \right] = 316 \cdot \text{kN} \quad \text{NS 3473} \\ 12.3.2.1$$

$$V_{cd} := \min \left[V_{co} + 0.8 \cdot M_o \cdot \left| \frac{V_f}{M_f} \right|, \left(f_{td} \cdot k_v - 0.25 \cdot \frac{N_f}{A_c} \right) \cdot b_w \cdot z_1 \right] = 665 \cdot \text{kN} \quad \text{NS 3473} \\ 12.3.2.2$$

Indre moment arm $z := 0.9 \cdot d = 630 \cdot \text{mm}$

$$\cot(\alpha) = 0$$

Kapasitetsdel fra skjærarmoring $V_{sd} := \frac{[f_{sd2} \cdot A_{sv} \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha)]}{S_1}$ NS 3473
12.3.2.4

$$V_{sd} = 264 \cdot \text{kN}$$

Skjærstrekkbrudd kapasitet $V_1 := V_{cd} + V_{sd} = 929 \cdot \text{kN}$

Skjærtrykk kapasitet

$$V_{ccd} := \min [0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z] = 1918 \cdot \text{kN} \quad \text{NS3473} \\ 12.3.2.5$$

Skjærkapasite $V_d := \min(V_1, V_{ccd}) = 929 \cdot \text{kN}$

Torsjonskapasitet i bruddgrense i en avstand d fra akse 10 eller 11, Snitt A-A i oppgaven

Betonginfø

Betong kvalitet

B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong

$$\gamma_c := 1.4$$

NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$

NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet

$$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$$

NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk

$$f_{tn} := 1.55 \frac{N}{mm^2}$$

NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende strekkfasthet

$$f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.107 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

NS 3473 10.4.2

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$

NS 3473 10.4.2

Tøyningsgrense i bruddgrense

$$\varepsilon_{cu} := 0.0035$$

NS 3473 Tabell A.5

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk1} := 480 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor

$$\gamma_s := 1.25$$

E – modu

$$E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende flytespenning

$$f_{sd1} := \frac{f_{sk1}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning

$$\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk1}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd1}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Armerings info for slakkarmering Ks-40 Ø10

Karakteristisk flytespenning $f_{sk2} := 400 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd2} := \frac{f_{sk2}}{\gamma_s} = 320 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk2}}{E_{sk}} = 2 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd2}}{E_{sk}} = 1.6 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info

Total høyde $h := 2202 \text{mm}$

Bredde på steg $b := 700 \text{mm}$

Areal av steg $A_{ct} := b \cdot h = 1541400 \cdot \text{mm}^2$

Omkrets av effektiv flens $U_c := 2 \cdot (b + h) = 5804 \cdot \text{mm}$

Effektiv høyde $d := 2038 \text{mm}$

Betongoverdekning bjelke $C_1 := 30 \text{mm}$

Effektiv veggtykkelse for steg $t_c := \min\left(0.2 \cdot b, 1.2 \cdot \frac{A_{ct}}{U_c}\right) = 140 \cdot \text{mm}$ NS 3473
12.4.2 &
A.12.4.1

Areal innenfor midtlinjen veggene $A_0 := A_{ct} - 0.5 \cdot t_c \cdot U_c$ NS 3473 A.12.4.4

$$A_0 = 1135120 \cdot \text{mm}^2$$

Kapasitet ved trykkbrudd ved antatt hovedtrykkretning θ mellom 30-60 grader

Kapasitet ved trykkbrudd for torsjonsmoment $T_{ccd} := 0.6 \cdot f_{cd} \cdot A_0 \cdot t_c = 1383 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Riss torsjonsmomentet $T_{cr} := 2 \cdot f_{td} \cdot (A_{ct} - 0.5 \cdot t_c \cdot U_c) \cdot t_c$ NS 3473 A.12.4.4
 $T_{cr} = 352 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Hvis torsjonsmomentet er nødvendig for likevekt og er større enn $0.3T_{cr}$ skal det armeres for torsjon

Kritisk grense $T_{kr} := 0.3 \cdot T_{cr} = 106 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ NS 3473 A.12.4.4

Dimensjonerende Torsjon $T_f := 930 \text{kN} \cdot \text{m}$ $T_f > 0.3 \cdot T_{cr}$ Må armere for torsjon

Dimensjonerende skjærkraft $V_f := 2089 \text{kN}$

Indre momentarm $z := 0.9 \cdot d = 1834.2 \cdot \text{mm}$

Kapasitet for skjærtrykk

$V_{ccd} := \min(0.3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z, 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z) = 5585 \cdot \text{kN}$ NS3473 12.3.2.5

Torsjonsarmering

Bøylearmering pr løpemeter $A_{st} := \frac{1000}{120m} 2(5\text{mm})^2 \cdot \pi = 1309 \frac{1}{m} \cdot \text{mm}^2$

Lengdearmering $A_s := 43(10\text{mm})^2 \cdot \pi$ 43 stk Ø20
 $A_s = 13509 \cdot \text{mm}^2$ totalt inni bøylen, se tegning 151-25

Krav til torsjonsarmering i hver sideflate, skal være lukkede bøyler!

Minimumsverdi på strekkapasitet $f_{tk1} := 2.55 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Areal innenfor veggene $A_{inne} := (b - 2t_c) \cdot (h - 2t_c) = 0.807 \text{m}^2$

Betongarealet i hullverrsnittet $A_c := A_{ct} - A_{inne} = 0.734 \text{m}^2$

Minimumsarmering $A_{stmin} := \frac{1}{m} \cdot 0.25 \cdot A_c \cdot \frac{f_{tk1}}{f_{sk2}} = 1170 \frac{1}{m} \cdot \text{mm}^2$

Kontroll $A_{st} > A_{stmin}$ Nok bøylearmering

Kontroll av lengdearmering som del av torsjonsarmeringen.

Bøylens omkrets langs senterlinje $U_0 := 2(b - 35\text{mm}) + 2 \cdot (h - 35\text{mm}) = 5664 \cdot \text{mm}$

Minimum samlet areal av lengdearmering for å ta torsjon alene $A_{sl} := \frac{(T_f \cdot U_0)}{2A_0 \cdot f_{sd1}} = 6042 \cdot \text{mm}^2$ NS3473 A12.4.5

Kontroll $A_s > A_{sl}$ OK

Senteravstand på bøyle $s_1 := 60\text{mm}$ Buntet sammen parvis c/c 120mm

Dimensjonerende fasthet til bøyle $f_{st} := f_{sd2} = 320 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Vinkel $\theta := \frac{\pi}{4}$ Mest ugunstige vinkel her.

Minimumareal til bøyle $A_{st1} := \left(\frac{T_f \cdot s_1}{2 \cdot A_0 \cdot f_{st}} \right) \cdot \tan(\theta) = 77 \cdot \text{mm}^2$ NS3473 A12.4.5

Areal pr bøyle er $78,5\text{mm}^2$, større enn A_{st1} krever, OK

Trykkbruddkontroll ved interaksjon mellom skjærkraft og torsjonsmoment NS3473 A12.4.4

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} = 1.047$$

Trykkbruddkapasiteten er ikke tilstrekkelig!

Bøylearmeringens kapasitet $T_{dt} := 2 \cdot A_0 \cdot A_{st} \cdot f_{sd2} = 951 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

6.2.23[1]

Skjærstrekkkapasitet $V_d := 3113 \text{kN}$

Hentet fra
skjærkraft
regneark

Strekkbruddkontroll ved interaksjon mellom skjær og torsjon

NS3473 12.4.5

$$\frac{T_f}{T_{dt}} + \frac{V_f}{V_d} = 1.649$$

Strekkbruddkapasiteten er ikke tilstrekkelig!

1. Røhne, K. and K. Vangestad, *Betongkonstruksjoner: prosjektering*. 2001, Oslo: Gyldendal yrkesopplæring. 389 s. : ill. ; 26 cm + 1 bilag ([4] s.).

Torsjonskapasitet i bruddgrense i en avstand 11 meter fra akse 10 eller 11, Snitt B-B i oppgaven

Betonginfc

Betong kvalitet	B350 / B25	
Sikkerhetsfaktor betong	$\gamma_c := 1.4$	NS 3473 Tabell 4
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Strekfasthet	$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.55 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.107 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Tøyingsgrense i bruddgrense	$\epsilon_{cu} := 0.0035$	NS 3473 Tabell A.5

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning	$f_{sk1} := 480 \frac{N}{mm^2}$	
Sikkerhetsfaktor	$\gamma_s := 1.25$	
E – modu	$E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$	
Dimensjonerende flytespenning	$f_{sd1} := \frac{f_{sk1}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Armeringstøyning	$\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk1}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$	

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd1}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Armerings info for slakkarmering Ks-40 Ø10

Karakteristisk flytespenning $f_{sk2} := 400 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s = 1.25$

E – modu $E_{sk} = 2 \times 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd2} := \frac{f_{sk2}}{\gamma_s} = 320 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\varepsilon_{yk2} := \frac{f_{sk2}}{E_{sk}} = 2 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd2} := \frac{f_{sd2}}{E_{sk}} = 1.6 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info

Total høyde $h := 1390 \text{ mrr}$

Bredde på steg $b := 700 \text{ mrr}$

Areal av steg $A_{ct} := b \cdot h = 973000 \cdot \text{mm}^2$

Omkrets av effektiv flens $U_c := 2 \cdot (b + h) = 4180 \cdot \text{mrr}$

Effektiv høyde $d := 740 \text{ mrr}$

Betongoverdekning bjelke $C_1 := 30 \text{ mrr}$

Effektiv veggtykkelse for steg $t_c := \min\left(0.2 \cdot b, 1.2 \cdot \frac{A_{ct}}{U_c}\right) = 140 \cdot \text{mrr}$ NS 3473 12.4.2 & A.12.4.1

Areal innenfor midtlinjen veggene $A_0 := A_{ct} - 0.5 \cdot t_c \cdot U_c$ NS 3473 A.12.4.4

$$A_0 = 680400 \cdot \text{mm}^2$$

Kapasitet ved trykkbrudd ved antatt hovedtrykkretning θ mellom 30-60 grader

Kapasitet ved trykkbrudd for torsjonsmoment $T_{ccd} := 0.6 \cdot f_{cd} \cdot A_0 \cdot t_c = 829 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Riss torsjonsmomentet $T_{cr} := 2 \cdot f_{td} \cdot (A_{ct} - 0.5 \cdot t_c \cdot U_c) \cdot t_c$ NS 3473 A.12.4.4

$$T_{cr} = 211 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Hvis torsjonsmomentet er nødvendig for likevekt og er større enn $0.3T_{cr}$ skal det armeres for torsjon

Kritisk grense $T_{kr} := 0.3 \cdot T_{cr} = 63 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ NS 3473 A.12.4.4

Dimensjonerende Torsjon $T_f := 871 \text{kN} \cdot \text{m}$ $T_f > 0.3 \cdot T_{cr}$ må armere for torsjon

Dimensjonerende skjærkraft $V_f := 1177 \text{kN}$

Indre momentarm $z := 0.9 \cdot d = 666 \cdot \text{mm}$

Kapasitet for skjærtrykk $V_{ccd} := \min(0.3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z, 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z) = 2028 \cdot \text{kN}$ NS3473 12.3.2.5

Torsjonsarmering

Bøylearmering pr løpemeter $A_{st} := \frac{1000}{120m} 2(5\text{mm})^2 \cdot \pi = 1309 \frac{1}{m} \cdot \text{mm}^2$

Lengdearmering (trykk og strekkarmering) $A_s := 22(10\text{mm})^2 \cdot \pi$ 22 stk Ø20

$$A_s = 6912 \cdot \text{mm}^2$$

Krav til torsjonsarmering i hver sideflate, skal være lukkede bøyer!

Minimumsverdi på strekkapasitet $f_{tk1} := 2.55 \frac{N}{mm^2}$

Areal innenfor veggene $A_{inne} := (b - 2t_c) \cdot (h - 2t_c) = 0.466 m^2$

Betongarealet i hulltverrsnittet $A_c := A_{ct} - A_{inne} = 0.507 m^2$

Minimumsarmering $A_{stmin} := \frac{1}{m} \cdot 0.25 \cdot A_c \cdot \frac{f_{tk1}}{f_{sk2}} = 808 \frac{1}{m} \cdot mm^2$

Kontroll $A_{st} > A_{stmin}$ Nok bøylearmering

Kontroll av lengdearmering som del av torsjonsarmeringen.

Bøylens omkrets langs senterlinje $U_0 := 2(b - 35mm) + 2 \cdot (h - 35mm) = 4.04 m$

Minimum samlet areal av lengdearmering for å ta torsjon alene $A_{sl} := \frac{(T_f \cdot U_0)}{2A_0 \cdot f_{sd1}} = 6734 \cdot mm^2$ NS3473 A12.4.5

Kontroll $A_s > A_{sl}$ OK

Senteravstand på bøyer $s_1 := 60mm$ Buntet sammen parvis c/c 120mm

Dimensjonerende fasthet til bøyle $f_{st} := f_{sd2} = 320 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Vinkel $\theta := \frac{\pi}{4}$ Mest ugunstigste vinkel her.

Minimumareal til bøyle $A_{st1} := \left(\frac{T_f \cdot s_1}{2 \cdot A_0 \cdot f_{st}} \right) \cdot \tan(\theta) = 120 \cdot mm^2$ NS3473 A12.4.5

Areal pr bøyle er 78,5mm² og er mindre enn A.st1 krever, IKKE ok

Trykkbruddkapasitet ved interaksjon mellom skjærkraft og torsjonsmoment NS3473

Kontroll
$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} = \mathbf{1.631}$$
 A12.4.4

Trykkbruddkapasiteten er ikke tilstrekkelig!

Bøylearmeringens kapasitet $T_{dt} := 2 \cdot A_0 \cdot A_{st} \cdot f_{sd2} = 570 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ 6.2.23 [1]

Skjærstrekkkapasitet $V_d := 929 \text{kN}$ Hentet fra skjærkraft regneark

Strekkbruddkapasitet ved interaksjon mellom skjær og torsjon NS3473 12.4.5

$$\frac{T_f}{T_{dt}} + \frac{V_f}{V_d} = \mathbf{2.795}$$

Strekkbruddkapasiteten er ikke tilstrekkelig!

1. Røhne, K. and K. Vangestad, *Betongkonstruksjoner: prosjektering*. 2001, Oslo: Gyldendal yrkesopplæring. 389 s. : ill. ; 26 cm + 1 bilag ([4] s.).

Torsjonskapasitet i bruddgrense i en avstand d fra akse 10 eller 11, Snitt A-A i oppgaven etter EC 2

Betonginfc

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.5$ EC 2 tabell 2.1N

Koeffisient som tar hensyn til virkninger av langtidslast, ugunstige virkninger ved trykk $\alpha_{cc} := 0.85$

Koeffisient som tar hensyn til virkninger av langtidslast, ugunstige virkninger ved strekk $\alpha_{ct} := 0.85$

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{ck} := 20 \frac{N}{mm^2}$ EC 2 tabell 3.1

$$f_{ck1} := 20$$

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 11.3 \cdot \frac{N}{mm^2}$ EC 2 3.15

Strekkfasthet $f_{ctk} := 1.5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende strekkfasthet $f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 0.85 \cdot \frac{N}{mm^2}$ EC 2 3.16

Tøyngingsgrense i bruddgrense $\varepsilon_{cu} := 0.0035$

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk1} := 480 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

Håndbok 238

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd1} := \frac{f_{sk1}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Armeringstøyning $\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk1}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd1}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Armerings info for slakkarmering Ks-40 Ø10

Karakteristisk flytespenning $f_{sk2} := 400 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s = 1.25$

Håndbok 238

E – modu $E_{sk} = 2 \times 10^5 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd2} := \frac{f_{sk2}}{\gamma_s} = 320 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Armeringstøyning $\varepsilon_{yk2} := \frac{f_{sk2}}{E_{sk}} = 2 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd2} := \frac{f_{sd2}}{E_{sk}} = 1.6 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info

Total høyde $h := 2202\text{mm}$

Bredde på steg $b := 700\text{mm}$

Areal av steg $A_{ct} := b \cdot h = 1541400 \cdot \text{mm}^2$

Omkrets av effektiv flens $U_c := 2 \cdot (b + h) = 5804 \cdot \text{mm}$

Effektiv høyde $d := 2038\text{mm}$

Betongoverdekning bjelke $C_1 := 30\text{mm}$

Avstand til tp lengdearmring fra ytterkant $C_2 := 50\text{mm}$

Effektiv veggtykkelse for steg $t_{ef} := \max\left(\frac{A_{ct}}{U_c}, 2C_2\right) = 265.6 \cdot \text{mm}$ EC 2 6.3.2

Dimensjonerende Torsjon $T_{Ed} := 930\text{kN}\cdot\text{m}$

Dimensjonerende skjærkraft $V_{Ed} := 2089\text{kN}$

Torsjonsarmering

Bøylearmering pr løpemeter $A_{St} := \frac{1000}{120\text{m}} 2(5\text{mm})^2 \cdot \pi = 1309 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{mm}^2$

Lengdearmring $A_{Sl} := 43(10\text{mm})^2 \cdot \pi$ 43 stk Ø20
 $A_{Sl} = 13509 \cdot \text{mm}^2$ totalt inni
bøylen, se
tegning
151-25

Areal som omslutes av senterlinjene, medregnet innvendig hulrom $A_k := (h - t_{ef}) \cdot (b - t_{ef}) = 841230 \cdot \text{mm}^2$

Omkrets av areal $U_k := 2 \cdot [(b - t_{ef}) + (h - t_{ef})] = 4742 \cdot \text{mm}$

Riss - torsjonsmoment $T_{Rd.c} := 2 \cdot f_{ctd} \cdot A_k \cdot t_{ef} = 380 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Kontroll $T_{Ed} > T_{Rd.c}$ Må torsjons armere

Vinkel på trykk diagonaler $\theta := \frac{\pi}{4}$ 45 grader

Senteravstand på bøyer $s_1 := 60 \text{ mm}$ Bøyer buntet sammen c/c 120mm

Minimum bøylearming $A_{sw} := \frac{(T_{Ed} \cdot \tan(\theta) \cdot s_1)}{2 \cdot A_k \cdot f_{sd2}} = 104 \cdot \text{mm}^2$

Areal pr bøyle er $78,5 \text{ mm}^2$, A_{sw} krever 104 mm^2 IKKE OK

Kontroll av lengdearming som del av torsjonsarmeringen.

Antar vinkel er 45 grader $\cot \theta = 1$

Minimum samlet areal av lengdearming for å ta torsjon alene $A_{slmin} := \frac{(T_{Ed} \cdot U_k)}{2 A_k \cdot f_{sd1}} = 6826 \cdot \text{mm}^2$ EC 2 6.28

Kontroll $A_{sl} > A_{slmin}$ OK

Koeffisient som tar hensyn til spenningstilstand i trykkgurten $\alpha_{cw} := 1.25$ Siden σ_{cp} ligger i mellom $0.25 f_{cd}$ og $0.5 f_{cd}$

$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck1}}{250} \right) = 0.552$ EC 2 6.6N

Dimensjonerende kapasitet for torsjonsmoment

$T_{Rd.max} := 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) = 1747.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ EC 2 6.30

$$\tan(\theta) = 1$$

$$\cot(\theta) = 1$$

$$z := 0.9 \cdot d = 1.834 \text{ m}$$

Fasthetsreduksjonfaktor for opprisset betong på grunn av skjærkraft

$$v_1 := 0.6$$

EC 2 6.10aN

Største dimensjonerende skjærkapasitet

$$V_{Rd,max} := \frac{(\alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd})}{2} = 5457 \cdot \text{kN} \quad \text{EC 2 6.9}$$

Trykkbruddkontroll ved interaksjon mellom skjærkraft og torsjonsmoment

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = 0.915 \quad \text{EC 2 6.29}$$

Trykkbruddkapasiteten er tilstrekkelig.

Dimensjonerende kapasitet for skjærkraft uten skjærarmering

EC 2 6.2.2

$$C_{Rd,c} := 0.12$$

$$k := \min\left(2.0, 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}\right) = 1.313$$

$$\rho_l := \min\left(0.02, \frac{A_{sl}}{b \cdot d}\right) = 0.0095$$

$$k_1 := 0.15$$

Spenning i betong på grunn av forspenning

$$\sigma_{cp1} := 4.274 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Hentet fra relaksasjon beregninger

Største trykkspenning som kan regnes med. $\sigma_{cp} := \min(\sigma_{cp1}, 0.2 \cdot f_{cd}) = 2.3 \cdot \frac{N}{mm^2}$

$$V_{Rd.c1} := \left[C_{Rd.c} \cdot \left[k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck1}) \right]^{\frac{1}{3}} \cdot MPa + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d = 985 \cdot kN$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot f_{ck1}^{\frac{1}{2}} \cdot \left[k \left(\frac{3}{2} \right) \right] = 0.236$$

$$V_{Rd.c2} := (v_{min} \cdot MPa + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d = 821 \cdot kN$$

$$V_{Rd.c} := \max(V_{Rd.c1}, V_{Rd.c2}) = 985 \cdot kN$$

Strekkbruddkontroll i betong ved interaksjon mellom torsjon og skjær EC 2 6.31

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd.c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd.c}} = 4.57$$

Strekkbruddkapasiteten i betongen er ikke nok, må kontrollere hvilket bidrag armeringen gir.

Bøylearmeringens torsjonskapasitet $T_{Rd.s} := 2 \cdot A_k \cdot f_{sd2} \cdot A_{st} = 704.7 \cdot kN \cdot m$

Skjærkapasitet kun fra bøyer som ligger i et riss med 45 grader fra opplegg. Bøyer står vinkelrett på lengdearmering, her buntet sammen to og to.

$$V_{Rd.s} := \left[\frac{2 \cdot 2 \cdot (5mm)^2 \cdot \pi}{120mm} \right] \cdot z \cdot f_{sd2} = 1536.6 kN \quad EC 2 6.8$$

Strekbruddkontroll med innlagt armerings mengder ved interaksjon mellom torsjon og skjær

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd.s}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd.s}} = 2.679$$

Strekbruddkapasiteten med gitt armerings mengde er ikke ok!

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk1} := 480 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

Håndbok 238

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd1} := \frac{f_{sk1}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Armeringstøyning $\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk1}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd1}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Armerings info for slakkarmering Ks-40 Ø10

Karakteristisk flytespenning $f_{sk2} := 400 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s = 1.25$

Håndbok 238

E – modu $E_{sk} = 2 \times 10^5 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd2} := \frac{f_{sk2}}{\gamma_s} = 320 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Armeringstøyning $\varepsilon_{yk2} := \frac{f_{sk2}}{E_{sk}} = 2 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd2} := \frac{f_{sd2}}{E_{sk}} = 1.6 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info

Total høyde $h := 1390\text{mm}$

Bredde på steg $b := 700\text{mm}$

Areal av steg $A_{ct} := b \cdot h = 973000 \cdot \text{mm}^2$

Omkrets av effektiv flens $U_c := 2 \cdot (b + h) = 4180 \cdot \text{mm}$

Effektiv høyde $d := 740\text{mm}$

Betongoverdekning bjelke $C_1 := 30\text{mm}$

Avstand til tp lengdearmring fra ytterkant $C_2 := 50\text{mm}$

Effektiv veggtykkelse for steg $t_{ef} := \max\left(\frac{A_{ct}}{U_c}, 2C_2\right) = 232.8 \cdot \text{mm}$ EC 2 6.3.2

Dimensjonerende Torsjon $T_{Ed} := 871\text{kN}\cdot\text{m}$

Dimensjonerende skjærkraft $V_{Ed} := 1177\text{kN}$

Torsjonsarmering

Bøylearmering pr løpemeter $A_{St} := \frac{1000}{120\text{m}} 2(5\text{mm})^2 \cdot \pi = 1309 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{mm}^2$

Lengdearmring $A_{Sl} := 22(10\text{mm})^2 \cdot \pi$ 22 stk Ø20

$$A_{Sl} = 6912 \cdot \text{mm}^2$$

Areal som omslutes av senterlinjene, medregnet innvendig hulrom $A_k := (h - t_{ef}) \cdot (b - t_{ef}) = 540684 \cdot \text{mm}^2$

Omkrets av areal $U_k := 2 \cdot [(b - t_{ef}) + (h - t_{ef})] = 3249 \cdot \text{mm}$

Riss - torsjonsmoment $T_{Rd.c} := 2 \cdot f_{ctd} \cdot A_k \cdot t_{ef} = 214 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Kontroll $T_{Ed} > T_{Rd.c}$ Må torsjons armere

Vinkel på trykk diagonaler $\theta := \frac{\pi}{4}$ 45 grader

Senteravstand på bøyer $s_1 := 60 \text{ mm}$ Bøyer buntet sammen c/c 120mm

Minimum bøylearming $A_{sw} := \frac{(T_{Ed} \cdot \tan(\theta) \cdot s_1)}{2 \cdot A_k \cdot f_{sd2}} = 151 \cdot \text{mm}^2$

Areal pr bøyle er $78,5 \text{ mm}^2$, A_{sw} krever 151 mm^2 IKKE OK

Kontroll av lengdearming som del av torsjonsarmeringen.

Antar vinkel er 45 grader $\cot \theta = 1$

Minimum samlet areal av lengdearming for å ta torsjon alene $A_{slmin} := \frac{(T_{Ed} \cdot U_k)}{2 A_k \cdot f_{sd1}} = 6815 \cdot \text{mm}^2$ EC 2 6.28

Kontroll $A_{sl} > A_{slmin}$ OK

Koeffisient som tar hensyn til spenningstilstand i trykkgurten $\alpha_{cw} := 1.25$ Siden σ_{cp} ligger i mellom $0.25 f_{cd}$ og $0.5 f_{cd}$

$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck1}}{250} \right) = 0.552$ EC 2 6.6N

Dimensjonerende kapasitet for torsjonmoment

$T_{Rd.max} := 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) = 984.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ EC 2 6.30

$$\tan(\theta) = 1$$

$$\cot(\theta) = 1$$

$$z := 0.9 \cdot d = 0.666 \text{ m}$$

Fasthetsreduksjonfaktor for opprisset betong på grunn av skjærkraft

$$v_1 := 0.6$$

EC 2 6.10aN

Største dimensjonerende skjærkapasitet

$$V_{Rd,max} := \frac{(\alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd})}{2} = 1981 \cdot \text{kN} \quad \text{EC 2 6.9}$$

Trykkbruddkontroll ved interaksjon mellom skjærkraft og torsjonsmoment

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = 1.479 \quad \text{EC 2 6.29}$$

Trykkbruddkapasiteten er ikke tilstrekkelig.

Dimensjonerende kapasitet for skjærkraft uten skjærarmering

EC 2 6.2.2

$$C_{Rd,c} := 0.12$$

$$k := \min\left(2.0, 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}\right) = 1.52$$

$$\rho_l := \min\left(0.02, \frac{A_{sl}}{b \cdot d}\right) = 0.0133$$

$$k_1 := 0.15$$

Spenning i betong på grunn av forspenning

$$\sigma_{cp1} := 4.274 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Hentet fra relaksasjonsberegninger

Største trykkspenning som kan regnes med.

$$\sigma_{cp} := \min(\sigma_{cp1}, 0.2 \cdot f_{cd}) = 2.3 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{Rd.c1} := \left[C_{Rd.c} \cdot \left[k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck1}) \right]^{\frac{1}{3}} \cdot MPa + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d = 390 \cdot kN$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot f_{ck1}^{\frac{1}{2}} \cdot \left[k \left(\frac{3}{2} \right) \right] = 0.293$$

$$V_{Rd.c2} := (v_{min} \cdot MPa + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d = 328 \cdot kN$$

Skjærstrekkkapasitet uten behov for skjærarmering

$$V_{Rd.c} := \max(V_{Rd.c1}, V_{Rd.c2}) = 390 \cdot kN$$

Strekkbruddkontroll i betong ved interaksjon mellom torsjon og skjær

EC 2 6.31

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd.c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd.c}} = 7.091$$

Strekkbruddkapasiteten i betongen er ikke nok, må kontrollere hvilket bidrag armeringen gir.

Bøylearmeringens torsjonskapasitet

$$T_{Rd.s} := 2 \cdot A_k \cdot f_{sd2} \cdot A_{st} = 453 \cdot kN \cdot m$$

Skjærkapasitet kun fra bøyer som ligger i et riss med 45 grader
Bøyer står vinkelrett på lengdearmering

$$V_{Rd.s} := \left[\frac{2 \cdot (5mm)^2 \cdot \pi}{120mm} \right] \cdot z \cdot f_{sd2} = 279 \cdot kN \quad EC 2 6.8$$

Strekbruddkontroll med innlagt armerings mengder

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd.s}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd.s}} = \mathbf{6.142}$$

Strekbruddkapasiteten med gitt armerings mengde er ikke ok!

Vedlegg H

Laster fra egenvekt om tverretningen.

Dette vedlegget gir lastene som kommer av egenvekten i konstruksjonen, det er beregnet både med 60 mm og 120 mm slitelag.

Momenter pga egenvekt ved profil 194 (Midt i hovedspennet, slitelag 60 mm)

Tversnitt info

Tykkelse på dekke ved kantdrager $h_n := 140\text{ mm}$

Tykkelse på dekke ved bjelke $h_o := 240\text{ mm}$

Gjennomsnitts tykkelse på dekke $h := \frac{(h_n + h_o)}{2} = 190\text{ mm}$

Stripebredde $b := 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$

Betongoverdekning dekke $C_1 := 20\text{ mm}$ Se tegning 151-14

Romvekt for betong og asfalt $\gamma_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Egenvekt betongdekke $q_{g1} := 6.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Tykkelse = 240mm

Egenvekt betongdekke $q_{g2} := 3.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Tykkelse = 140mm

Egenvekt kantdrager $q_{g3} := 8.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Tykkelse = 350mm

Egenvekt slitelag $q_s := 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Tykkelse = 60mm

Egenvekt rekkverk $Q_{rek} := 0.5\text{ kN}$

Total lengde på utkrager $L_1 := 3300\text{ mm}$

Lengde på dekke $L_2 := 2650\text{ mm}$

Avstand til rekkverk $L_3 := 3175\text{ mm}$

Sikkerhetsfaktor for egenlaster $\gamma_g := 1.15$

Håndbok 238

Momentlikevekt om opplegg.

$$M_1 := \gamma_g \cdot q_{g2} \cdot \frac{L_2^2}{2} = 14.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := \gamma_g \cdot \left(\frac{q_{g1} - q_{g2}}{2} \right) \cdot \frac{L_2^2}{3} = 3.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_3 := \gamma_g \cdot q_{g3} \cdot (L_1 - L_2) \cdot 2.975 \text{m} = 19.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_4 := \gamma_g \cdot q_s \cdot \frac{L_2^2}{2} = 6.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_5 := \gamma_g \cdot Q_{\text{rek}} \cdot L_3 = 1.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Moment på grunn av egenvekt

$$M_g := M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 = 44.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Momenter pga egenvekt ved profil 194 (Midt i hovedspennet, slitelag 120 mm)

Tversnitt info

Tykkelse på dekke ved kantdrager $h_n := 140\text{ mm}$

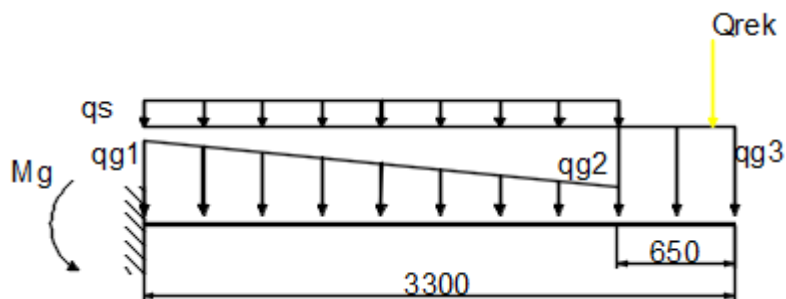
Tykkelse på dekke ved bjelke $h_o := 240\text{ mm}$

Gjennomsnitts tykkelse på dekke $h := \frac{(h_n + h_o)}{2} = 190\text{ mm}$

Stripebredde $b := 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$

Betongoverdekning dekke $C_1 := 20\text{ mm}$

Se tegning 151-14



Figur viser egenlaster på utkraget dekke

Romvekt for betong og asfalt $\gamma_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Egenvekt betongdekke $q_{g1} := 6.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Tykkelse = 240mm

Egenvekt betongdekke $q_{g2} := 3.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Tykkelse = 140mm

Egenvekt kantdrager $q_{g3} := 8.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Tykkelse = 350mm

Egenvekt slitelag $q_s := 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Tykkelse = 120mm

Egenvekt rekkverk $Q_{rek} := 0.5\text{ kN}$

Total lengde på utkrager $L_1 := 3300\text{ mm}$

Lengde på dekke $L_2 := 2650\text{mm}$

Avstand til rekkverk $L_3 := 3175\text{mm}$

Sikkerhetsfaktor for egenlaster

$\gamma_g := 1.15$

Håndbok 238

Momentlikevekt om opplegg.

$$M_1 := \gamma_g \cdot q_{g2} \cdot \frac{L_2^2}{2} = 14.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := \gamma_g \cdot \left(\frac{q_{g1} - q_{g2}}{2} \right) \cdot \frac{L_2^2}{3} = 3.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_3 := \gamma_g \cdot q_{g3} \cdot (L_1 - L_2) \cdot 2.975\text{m} = 19.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_4 := \gamma_g \cdot q_s \cdot \frac{L_2^2}{2} = 12.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_5 := \gamma_g \cdot Q_{rek} \cdot L_3 = 1.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Moment på grunn av egenvekt

$$M_g := M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 = 50.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Vedlegg I

Bruddgrensetilstand tverretning for overbygningen.

Vedlegg I gir momentkapasitet, opptredende skjærkraft både med 60 mm og 120 mm slitelag og skjærkapasitet midt i hovedspennet. Kapasitetene er beregnet etter NS 3473.

Momentkapasitet i bruddgrense ved profil 194 (Midt i hovedspennet)

Betonginfc

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong	$\gamma_c := 1.4$	NS 3473 Tabell 4
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Strekfasthet	$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.55 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.107 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Tøyngingsgrense i bruddgrense	$\epsilon_{cu} := 0.0035$	NS 3473 Tabell A.5

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø12

Karakteristisk flytespenning	$f_{sk1} := 500 \frac{N}{mm^2}$	
Sikkerhetsfaktor	$\gamma_s := 1.25$	
E – modu	$E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$	
Dimensjonerende flytespenning	$f_{sd1} := \frac{f_{sk1}}{\gamma_s} = 400 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Armeringstøyning	$\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk1}}{E_{sk}} = 2.5 \times 10^{-3}$	
Flytetøyning for armeringsstål	$\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd1}}{E_{sk}} = 2 \times 10^{-3}$	

Armerings info for slakkarmering Ks-40

Karakteristisk flytespenning $f_{sk2} := 400 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd2} := \frac{f_{sk2}}{\gamma_s} = 320 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk2}}{E_{sk}} = 2 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd2}}{E_{sk}} = 1.6 \times 10^{-3}$

Tversnitt info

Tykkelse på dekke ved kantdrager $h_n := 140 \text{ mm}$

Tykkelse på dekke ved bjelke $h_o := 240 \text{ mm}$

Gjennomsnitts tykkelse på dekke $h := \frac{(h_n + h_o)}{2} = 190 \text{ mm}$

Bredde på steg $b_w := 700 \text{ mm}$

Stripebredde $b := 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$

Betongoverdekning dekke $C_1 := 20 \text{ mm}$ Se tegning 151-14

Tyngdepunkt til strekkarmering fra OK $z_s := \frac{(26 + 50) \text{ mm}}{2} = 38 \text{ mm}$

Effektiv høyde $d := h - z_s = 152 \text{ mm}$

Tyngdepunkt til trykkarmering $d1 := 26 \text{ mm}$

Armering

Strekkarmering på tvers av brudekke pr meter $A_{SS} := 2 \cdot \frac{1000\text{mm}}{90\text{mm}} (6\text{mm})^2 \cdot \pi$ 22,22 stk/m Ø12

$$A_{SS} = 2513 \cdot \text{mm}^2$$

Trykkarmering på tvers av brudekke pr meter $A_{St} := \frac{1000\text{mm}}{200\text{mm}} (6\text{mm})^2 \cdot \pi$ 5 stk/m Ø12

$$A_{St} = 565 \cdot \text{mm}^2$$

Minimumsarmering

Referansehøyde $h_1 := 1000\text{mm}$

$$k_W := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1.31 \quad \text{NS 3473 18.1.3}$$

Min. arm. på strekkside flens $A_{SS1} := 0.25 \cdot k_W \cdot b_W \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk1}} = 204.7 \cdot \text{mm}^2$ NS 3473 18.3.2

Min. arm. på trykkside steg $A_{St1} := \frac{A_{SS1}}{2} = 102.4 \cdot \text{mm}^2$ NS 3473 18.3.3

Konklusjon strekkarmering $A_{SS} > A_{SS1}$ Strekkarmering ok

Konklusjon trykkarmering $A_{St} > A_{St1}$ Trykkarmering ok

Balansert armerings tverrsnitt $\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 0.686$ 4.20 Sørensen

Balansert armerings mengden $A_{Sb} := 0.8 \cdot b \cdot d \cdot \alpha_b \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd1}} = 3025 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{mm}^2$ 4.21 Sørensen

$$A_{SS} < A_{Sb} \quad \text{Tverrsnittet er underarmert}$$

Trykksone faktor α regnes ut i forhold til aksial likevekt

$$\text{Snittets betongtrykk resultatant } T_c := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d$$

$$\text{Trykkarmerings resultatant } T_s := A_{st} \cdot \epsilon_s \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_c}$$

$$\epsilon_s := \epsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d - d_1)}{\alpha \cdot d}$$

$$T_s := \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_c} \right) \cdot A_{st} \cdot \left[\epsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d - d_1)}{\alpha d} \right]$$

$$\text{Strekkarmeringens resultatant } S_1 := A_{ss} \cdot f_{sd1}$$

$$\text{Summen av indre krefter} = 0 \quad T_c + T_s = S_1$$

Ferdig ryddet uttrykk:

$$f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8 \cdot \alpha^2 \cdot d^2 + \alpha \cdot d \left(-A_{ss} \cdot f_{sd1} \cdot \epsilon_{cu} + A_{st} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) - \epsilon_{cu} \cdot d_1 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) \cdot A_{st} = 0$$

$$x := f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8 \cdot d^2 = 187.6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$y := d \cdot \left(-A_{ss} \cdot f_{sd1} + \epsilon_{cu} \cdot A_{st} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) = -104.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$z := -\epsilon_{cu} \cdot d_1 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} \right) \cdot A_{st} = -8.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha := \frac{(-y) + \sqrt{y^2 - 4 \cdot x \cdot z}}{2 \cdot x} = 0.6278$$

Tøyning i trykkarmering	$\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d - d_1)}{\alpha \cdot d} = 2.546 \times 10^{-3}$ Vil flyte
Trykksonehøyde	$\alpha \cdot d = 95 \cdot \text{mm}$
Betongtrykk resultat	$T_c := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d = 1107 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$
Trykkarmerings resultat	$T_s := A_{st} \cdot f_{sd1} \cdot \frac{1}{\text{m}} = 226 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$
Strekkarmerings resultat	$S_1 = 1005 \cdot \text{kN}$
Arm for betongtrykk resultat	$z_c := d - \frac{0.8 \alpha \cdot d}{2} = 113.83 \cdot \text{mm}$
Arm for trykkarmerings resultat	$z_{st} := d - d_1 = 126 \cdot \text{mm}$
Moment tatt om strekkarmering	$M_{Rd} := T_c \cdot z_c + T_s \cdot z_{st} = 155 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Skjærkraft i bruddgrense profil 194 i en avstand d fra opplegg (slitelag 60 mm)

Tverrsnitt info

Bredde på steg $b_w := 700 \text{ mm}$

Tykkelse på dekke ved
kantdrager $h_n := 140 \text{ mm}$

Tykkelse på dekke ved bjelke $h_o := 240 \text{ mm}$

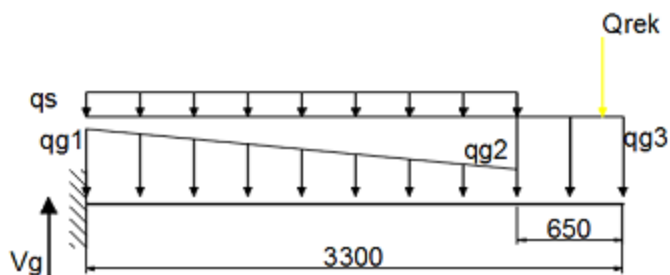
Gjennomsnitts tykkelse på
dekke $h := \frac{(h_n + h_o)}{2} = 190 \text{ mm}$

Stripebredde $b_1 := 1000 \text{ mm}$

Betongoverdekning dekke $C_1 := 20 \text{ mm}$

Tyngdepunkt til
strekkarmering fra OK $z_s := \frac{(26 + 50) \text{ mm}}{2} = 38 \text{ mm}$

Effektiv høyde $d := h - z_s = 152 \text{ mm}$



Figur viser utkraget dekke med egenlaster

Egenvekt betongdekke $q_{g1} := 6.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Egenvekt betongdekke $q_{g2} := 3.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Egenvekt kantdrager $q_{g3} := 8.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Egenvekt slitelag $q_s := 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Egenvekt rekkverk $Q_{\text{rek}} := 0.5 \text{kN}$

Total lengde på utkrager $L_1 := 3300 \text{mm}$

Lengde på dekke $L_2 := 2650 \text{mm}$

Avstand til rekkverk $L_3 := 3175 \text{mm}$

Sikkerhetsfaktor for egenlast $\gamma_g := 1.15$

Håndbok 238

Skjærkraft fra egenvekt

$$V_1 := q_{g2} \cdot L_2 \cdot \gamma_g \cdot \frac{1}{\text{m}} = 10.7 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$V_2 := \left(\frac{q_{g1} - q_{g2}}{2} \right) \cdot L_2 \cdot \gamma_g \cdot \frac{1}{\text{m}} = 3.8 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$V_3 := q_{g3} \cdot (L_1 - L_2) \cdot \gamma_g \cdot \frac{1}{\text{m}} = 6.5 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$V_4 := q_s \cdot L_2 \cdot \gamma_g \cdot \frac{1}{\text{m}} = 4.6 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$V_5 := Q_{\text{rek}} \cdot \gamma_g \cdot \frac{1}{\text{m}} = 0.6 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

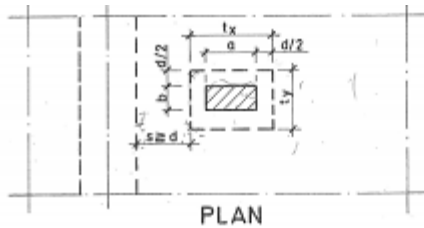
$$V_g := V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 = 26.2 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$\Delta V := d \cdot \left[q_{g2} + \left(\frac{q_{g1} - q_{g2}}{2} \right) + q_s \right] \cdot \gamma_g \cdot \frac{1}{\text{m}} = 1.1 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

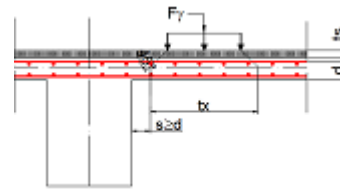
Redusert skjærkraft pga egenlast

$$V_{\text{red}} := V_g - \Delta V = 25.1 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Skjærkraft fra nyttelast blir regnet ut etter Norsk betongforening`s publikasjon nr 6



Figur viser lastutbredelse i plan[19]



Figur viser lastubredelse i oppriss

Slitelag tykkelse

$$ts := 60\text{mm}$$

Avstand fra bjelke til lastubredesle

$$S := d = 152\text{mm}$$

Lastubredelse fra dekk i x-retning

$$a := 600\text{mm}$$

Lastubredelse fra dekk i y-retning

$$b := 200\text{mm}$$

Lastubredelse i midten av dekket x-retning

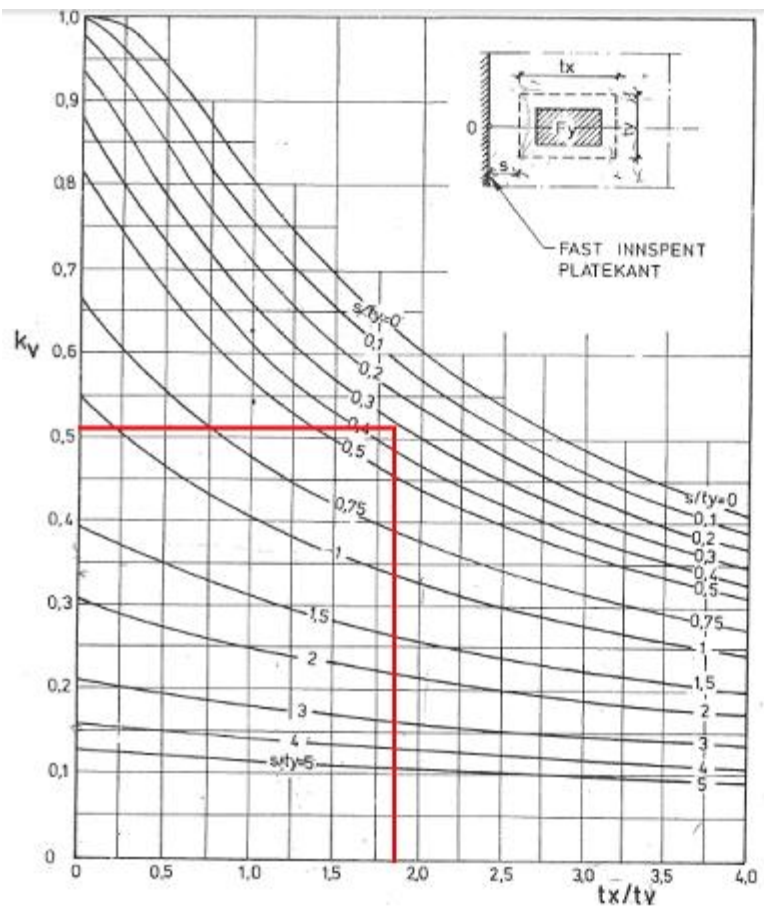
$$tx := a + d + 2 \cdot ts = 872\text{mm}$$

Lastubredelse i midten av dekket y-retning

$$ty := b + d + 2 \cdot ts = 472\text{mm}$$

$$\frac{tx}{ty} = 1.847$$

$$\frac{d}{ty} = 0.322$$



Figur viser verdier hentet fra diagrammet[19]

Faktor lest ut av diagram $k_v := 0.511$

Sikkerhetsfaktor for brukslast $\gamma_1 := 1.4$

Håndbok 238

Hjullast Bk10

$$F_\gamma := 80 \text{ kN} \cdot \gamma_1 = 112 \cdot \text{kN}$$

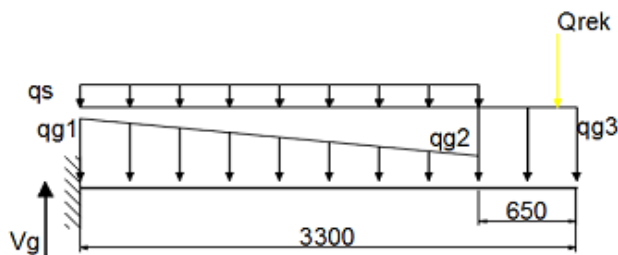
Dimensjonerende skjærkraft
pr lm fra nyttelast $V_{\gamma \text{ maks}} := k_v \cdot \frac{F_\gamma}{t_y} = 121.3 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$

Dimensjonerende skjærkraft
i en avstand d fra kant bjelke $V_f := V_{\text{red}} + V_{\gamma \text{ maks}} = 146.3 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$

Skjærkraft i bruddgrense profil 194 i en avstand d fra opplegg (Slitelag 120 mm)

Tversnitt info

Bredde på steg	$b_w := 700 \text{ mm}$
Tykkelse på dekke ved kantdrager	$h_n := 140 \text{ mm}$
Tykkelse på dekke ved bjelke	$h_o := 240 \text{ mm}$
Gjennomsnittstykkelser på dekke	$h := \frac{(h_n + h_o)}{2} = 190 \text{ mm}$
Stripebredde	$b_1 := 1000 \text{ mm}$
Betongoverdekning dekke	$C_1 := 20 \text{ mm}$
Tyngdepunkt til strekkarmering fra OK	$z_s := \frac{(26 + 50) \text{ mm}}{2} = 38 \text{ mm}$
Effektiv høyde	$d := h - z_s = 152 \text{ mm}$



Figur viser utkraget dekke med egenlast

Egenvekt betongdekke	$q_{g1} := 6.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Egenvekt betongdekke	$q_{g2} := 3.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Egenvekt kantdrager	$q_{g3} := 8.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Egenvekt slitelag	$q_s := 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Slitelag 120mm

Egenvekt rekkverk $Q_{rek} := 0.5 \text{ kN}$

Total lengde på utkrager $L_1 := 3300 \text{ mm}$

Lengde på dekke $L_2 := 2650 \text{ mm}$

Avstand til rekkverk $L_3 := 3175 \text{ mm}$

Sikkerhetsfaktor for egenlast $\gamma_g := 1.15$

Håndbok 238

Skjærkraft fra egenvekt

$$V_1 := q_{g2} \cdot L_2 \cdot \gamma_g \cdot \frac{1}{m} = 10.7 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

$$V_2 := \left(\frac{q_{g1} - q_{g2}}{2} \right) \cdot L_2 \cdot \gamma_g \cdot \frac{1}{m} = 3.8 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

$$V_3 := q_{g3} \cdot (L_1 - L_2) \cdot \gamma_g \cdot \frac{1}{m} = 6.5 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

$$V_4 := q_s \cdot L_2 \cdot \gamma_g \cdot \frac{1}{m} = 9.1 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

$$V_5 := Q_{rek} \cdot \gamma_g \cdot \frac{1}{m} = 0.6 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

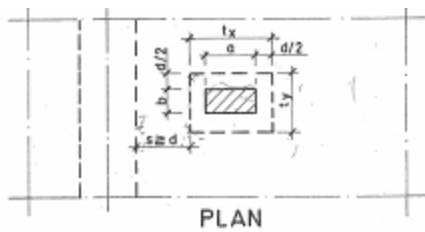
$$V_g := V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 = 30.7 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

$$\Delta V := d \cdot \left[q_{g2} + \left(\frac{q_{g1} - q_{g2}}{2} \right) + q_s \right] \cdot \gamma_g \cdot \frac{1}{m} = 1.4 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

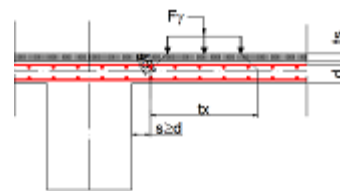
Redusert skjærkraft pga egenlast

$$V_{red} := V_g - \Delta V = 29.4 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

Skjærkraft fra nyttelast blir regnet ut etter Norsk betongforening`s publikasjon nr 6



Figur viser lastubredelse i plan[19]



Figur viser lastubredelse i oppriss

Slitelag tykkelse

$$t_s := 120 \text{ mrr}$$

Avstand fra bjelke til lastubredesele

$$S := d = 152 \cdot \text{mrr}$$

Lastubredelse fra dekk i x-retning

$$a := 600 \text{ mrr}$$

Lastubredelse fra dekk i y-retning

$$b := 200 \text{ mrr}$$

Lastubredelse i midten av dekket x-retning

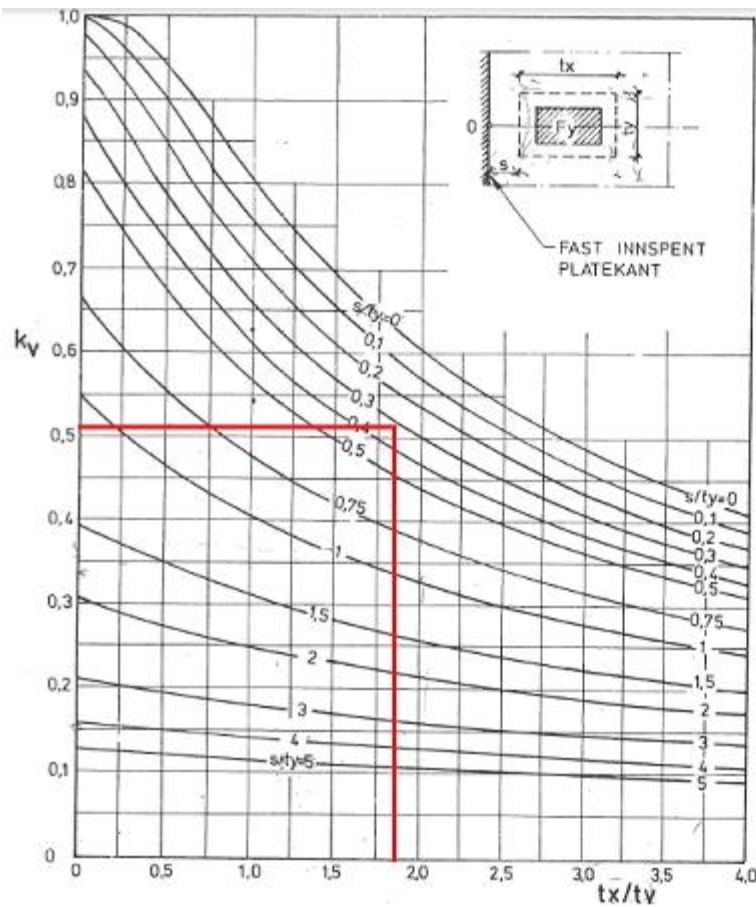
$$t_x := a + d + 2 \cdot t_s = 992 \cdot \text{mrr}$$

Lastubredelse i midten av dekket y-retning

$$t_y := b + d + 2 \cdot t_s = 592 \cdot \text{mrr}$$

$$\frac{t_x}{t_y} = 1.676$$

$$\frac{d}{t_y} = 0.257$$



Figur viser verdier hentet fra diagrammet[19]

Faktor lest ut av diagram $k_V := 0.561$

Sikkerhetsfaktor for brukslast $\gamma_1 := 1.4$

Håndbok 238

Hjullast Bk10

$$F_\gamma := 80 \text{ kN} \cdot \gamma_1 = 112 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft
pr lm fra nyttelast

$$V_{\gamma \text{ maks}} := k_V \cdot \frac{F_\gamma}{t_y} = 106.1 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft
i en avstand d fra kant bjelke

$$V_f := V_{\text{red}} + V_{\gamma \text{ maks}} = 135.5 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Skjærkraftkapasitet i bruddgrense profil 194 i en avstand d fra opplegg

Betonginfo

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.4$ NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet $f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk $f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende strekkfasthet $f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.143 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Tøyningsgrense i bruddgrense $\epsilon_{cu} := 0.0035$ NS 3473 Tabell A.5

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø12

Karakteristisk flytespenning $f_{sk1} := 480 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E - modul $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd1} := \frac{f_{sk1}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk1}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd1}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Armerings info for slakkarmering Ks-40 Ø10

Karakteristisk flytespenning $f_{sk2} := 400 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modul $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd2} := \frac{f_{sk2}}{\gamma_s} = 320 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk2}}{E_{sk}} = 2 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd2}}{E_{sk}} = 1.6 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info

Bredde på steg $b_w := 700 \text{ mm}$

Tykkelse på dekke ved kantdrager $h_n := 140 \text{ mm}$

Tykkelse på dekke ved bjelke $h_o := 240 \text{ mm}$

Gjennomsnitts tykkelse på dekke $h := \frac{(h_n + h_o)}{2} = 190 \text{ mm}$

Stripebredde $b := 1000 \text{ mm}$

Betongoverdekning dekke $C_1 := 20 \text{ mm}$

Tyngdepunkt til strekkarmering fra OK $z_s := \frac{(26 + 50) \text{ mm}}{2} = 38 \text{ mm}$

Effektiv høyde $d := h - z_s = 152 \cdot \text{mm}$

Tyngdepunkt til trykkarmering $d_2 := 26 \text{mm}$

Betongarealet $A_c := b \cdot h = 190000 \cdot \text{mm}^2$

$h_1 := 1000 \text{mm}$

$$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1.31$$

Minimums armering på tvers av hovedarmering $A_{st\text{min}} := 0.25 \cdot k_w \cdot A_c \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk1}}$ NS 3473 18.1.3

$$A_{st\text{min}} = 305 \cdot \text{mm}^2$$

Armering

Armering på tvers av hovedarmering

$$A_{st} := 5 \cdot 2 \cdot (6 \text{mm})^2 \cdot \pi = 1131 \cdot \text{mm}^2 \quad \begin{array}{l} 2 \text{ lag } \varnothing 12 \\ c/c200 \text{mm} \end{array}$$

Kontroll $A_{st} > A_{st\text{min}}$ OK!

$$A_{ss} := 2 \cdot (6 \text{mm})^2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{1000 \text{mm}}{90 \text{mm}}\right) = 2513 \cdot \text{mm}^2$$

Skjærstrekkkapasitet pr løpe meter

$$k_A := 100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$d_1 := 1 \text{m}$

$$k_v := 1.5 - \frac{d}{d_1} = 1.348 \quad \text{NS 3473 12.3.2.1}$$

Krav k_v skal ikke være større enn 1,4 og ikke mindre 1,0

Kontroll $1,0 < k_v < 1,4$ OK

Strekbrudd kapasitet V_{cd}

NS 3473 12.3.2.1

$$V_{cd} := \min \left[0.3 \cdot \left[f_{td} + \frac{(k_A \cdot A_{ss})}{\gamma_c \cdot b \cdot d} \right] \cdot b \cdot d \cdot k_V, 0.6 \cdot f_{td} \cdot b \cdot d \cdot k_V \right] \cdot \frac{1}{m} = 141 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

Indre moment arm

$$z := 0.9 \cdot d = 136.8 \cdot \text{mm}$$

$$\cot(\alpha) = 0$$

Skjærtrykk kapasitet

NS3473 12.3.2.5

$$V_{ccd} := \min \left[0.3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \right] = \text{■} \cdot \text{kN}$$

$$V_{ccd} := \min \left[0.3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot (1), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \right] \cdot \frac{1}{m} = 595 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

Skjærkapasitet

$$V_1 := \min(V_{cd}, V_{ccd}) = 141 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

Vedlegg J

M-N-beregninger, diagrammer og knekk lengder.

I dette vedlegget vises beregninger gjort for å finne kapasitetskurve for kombinasjon av moment og aksialkraft for søylene. Det er beregnet for snitt bunn, midt og topp for søyle i akse 9, 10 og 12. Kapasiteten for søyle i akse 11 er lik som for søyle i akse 10. Lastsituasjon 1 er ved størst aksialkraft, 2 er ved størst moment om x-aksen og 3 er ved størst moment om y-aksen i M-N diagrammene. Det er laget M-N diagram for søyle i akse 9, 10, 11 og 12. Tilslutt er det beregnet knekk lengder om både x og y-aksen for søyle 9, 10 og 12.

Mx-N diagram akse 9 bunn

Betong info

Betong kvalitet	B350 / B25	
Sikkerhetsfaktor betong	$\gamma_c := 1.4$	NS 3473 Tabell 4
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Strekfasthet	$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Tøyngingsgrense i bruddgrense	$\varepsilon_{cu} := 0.0035$	NS 3473 Tabell A.5
Tøyningsgrense for rent trykk	$\varepsilon_c := 0.00175$	
E – modu	$E_c := 24952 \frac{N}{mm^2}$	

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning	$f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$	
Sikkerhetsfaktor	$\gamma_s := 1.25$	
E – modu	$E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$	
Dimensjonerende flytespenning	$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Armeringstøyning	$\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$	

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info søyle

Bredde ved bunn søyle $b := 1560 \text{ mm}$

Dybde på søyle $h := 400 \text{ mm}$

Indre momentarm $h_1 := 290 \text{ mm}$

Effektiv tverrsnitt høyde $d := 345 \text{ mm}$ Forenklet, alle jern ligger ytterst

Strekkarmering $A_{SS} := 24 \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 7540 \cdot \text{mm}^2$

Symmetrisk armert søyle, $A_{ss} = A_{st}$

1 Rent trykk.

Total lengdearmering $A_{stot} := 54 \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 16964.6 \cdot \text{mm}^2$ 54 stk Ø20

Trykk resultant i midtsnitt $T_{c1} := f_{cd} \cdot b \cdot h = 9048 \cdot \text{kN}$

Trykk resultant i armering (symmetrisk armert) $T_{s1} := f_{sd} \cdot A_{stot} = 6514.4 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{1x} := T_{c1} + T_{s1} = 15562 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt $M_{1x} := 0$

2. Trykkbrudd i betong

Tøyning i armering side 1	$\varepsilon_{s1} := \frac{(55\text{mm} \cdot 0.0035)}{400\text{mm}} = 4.813 \times 10^{-4}$ <p>$(\varepsilon_{s1} < \varepsilon_{yd})$ Ingen flytning i armerings laget</p>
Spenning i armering på side 1	$\sigma_{sd} := E_{sk} \cdot \varepsilon_{s1} = 96.25 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Trykkresultant i betong	$T_{c2} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot h = 7238.4 \cdot \text{kN}$
Trykkresultant i armering side 1	$S_1 := A_{ss} \cdot \sigma_{sd} = 725.7 \cdot \text{kN}$
Trykkresultant i armering side 2	$S_2 := A_{ss} \cdot f_{sd} = 2895.3 \cdot \text{kN}$
Aksiell likevekt	$N_{2x} := T_{c2} + S_1 + S_2 = 10859 \cdot \text{kN}$
Moment likevekt om tyngdepunktakse	$M_{2x} := T_{c2} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot h) + S_2 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right) - S_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right)$ $M_{2x} = 604 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armering

Trykksonefaktor $\alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 0.646$

Trykksonehøyde $x := \alpha \cdot d = 0.223 \text{ m}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2} := \left(\frac{x - 55 \text{ mm}}{x} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = 2.636 \times 10^{-3}$

$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c3} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x = 4031.5 \cdot \text{kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.3} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 2895.3 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.3} := S_{1.3} = 2895.3 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{3x} := T_{c3} + S_{2.3} - S_{1.3} = 4032 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{3x} := T_{c3} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x) + S_{1.3} \cdot h_1 = 1287 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering

Trykksonefaktor $\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2\varepsilon_{yk}} = 0.422$

Trykksonehøyde $x_4 := \alpha_4 \cdot d = 0.145 \text{ m}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2.4} := \left(\frac{x_4 - 55 \text{ mm}}{x_4} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = 2.177 \times 10^{-3}$

$\varepsilon_{s2.4} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c4} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x_4 = 2632.6 \cdot \text{kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.4} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 2895.3 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.4} := S_{1.4} = 2895.3 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_4 := T_{c4} + S_{2.4} - S_{1.4} = 2633 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_4 := T_{c4} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x_4) + S_{1.4} \cdot h_1 = 1213 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

5. Rent moment

Momentkapasitet om trykkarmering $M_5 := f_{sd} \cdot A_{ss} \cdot h_1 = 840 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

My-N diagram akse 9 bunn

Betong info

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.4$ NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet $f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk $f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Tøyingsgrense i bruddgrense $\varepsilon_{cu} := 0.0035$ NS 3473 Tabell A.5

Tøyningsgrense for rent trykk $\varepsilon_c := 0.00175$

E – modu $E_c := 24952 \frac{N}{mm^2}$

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info søyle

Lengde på søyle fra fundament til UK bjelke

$$L_s := 17532 \text{ mm}$$

Bredde i snitt

$$b := 400 \text{ mm}$$

Dybde på søyle

$$h := 1560 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt til armering fra OK

$$z_t := \frac{5 \cdot (55 \text{ mm} + 105 \text{ mm} + 155 \text{ mm}) + 4 \cdot 205 \text{ mm}}{19} = 126.1 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnitt høyde

$$d := h - z_t = 1433.9 \text{ mm}$$

Indre momentarm

$$h_1 := h - 2 \cdot z_t = 1307.9 \text{ mm}$$

Strekkarmering

$$A_{ss} := 19 \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 5969 \text{ mm}^2$$

Symmetrisk armert søyle

$$A_{st} = A_{ss}$$

1 Rent trykk.

Total lengdearmering $A_{\text{stot}} := 54 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 16964.6 \cdot \text{mm}^2$ 54 stk Ø20

Trykk resultant i midtsnitt $T_{\text{c1}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot h = 9048 \cdot \text{kN}$

Trykk resultant i armering (symmetrisk armert) $T_{\text{s1}} := f_{\text{sd}} \cdot A_{\text{stot}} = 6514.4 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{1y} := T_{\text{c1}} + T_{\text{s1}} = 15562 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt $M_1 := 0$

2. Trykkbrudd i betong

Tøyning i armering side 1 $\varepsilon_{\text{s1}} := \frac{(z \cdot 0.0035)}{800\text{mm}} = 5.515 \times 10^{-4}$

($\varepsilon_{\text{s1}} < \varepsilon_{\text{yd}}$) Ingen flytning i armeringslaget

Spenning i armering på side 1 $\sigma_{\text{sd}} := E_{\text{sk}} \cdot \varepsilon_{\text{s1}} = 110.296 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Trykkresultant i betong $T_{\text{c2}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot 0.8 \cdot h = 7238.4 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 1 $S_1 := A_{\text{SS}} \cdot \sigma_{\text{sd}} = 658.4 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_2 := A_{\text{SS}} \cdot f_{\text{sd}} = 2292.1 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{2y} := T_{\text{c2}} + S_1 + S_2 = 10189 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{2y} := T_{\text{c2}} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot h) + S_2 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right) - S_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right)$

$$M_{2y} = 2198 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armering

Trykksonefaktor $\alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = \mathbf{0.646}$

Trykksonehøyde $x := \alpha \cdot d = \mathbf{0.926\text{ m}}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2} := \left(\frac{x - z_t}{x} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = \mathbf{3.024 \times 10^{-3}}$

$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c3} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x = \mathbf{4296.6 \cdot kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.3} := A_{ss} \cdot f_{sd} = \mathbf{2292.1 \cdot kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.3} := S_{1.3} = \mathbf{2292.1 \cdot kN}$

Aksiell likevekt $N_{3y} := T_{c3} + S_{2.3} - S_{1.3} = \mathbf{4297 \cdot kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{3y} := T_{c3} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x) + S_{1.3} \cdot h_1 = \mathbf{4758 \cdot kN \cdot m}$

4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering

Trykksonefakto $\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2\varepsilon_{yk}} = 0.422$

Trykksonehøyde $x_4 := \alpha_4 \cdot d = 0.605 \text{ m}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2.4} := \left(\frac{x_4 - z_t}{x_4} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = 2.77 \times 10^{-3}$

$\varepsilon_{s2.4} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c4} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x_4 = 2805.7 \cdot \text{kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.4} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 2292.1 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.4} := S_{1.4} = 2292.1 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{4y} := T_{c4} + S_{2.4} - S_{1.4} = 2806 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{4y} := T_{c4} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x_4) + S_{1.4} \cdot h_1 = 4508 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

5. Rent moment

Moment om trykkarmering $M_{5y} := f_{sd} \cdot A_{ss} \cdot h_1 = 2998 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Mx-N diagram akse 9 midten

Betong info

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.4$ NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet $f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk $f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Tøyngingsgrense i bruddgrense $\varepsilon_{cu} := 0.0035$ NS 3473 Tabell A.5

Tøyningsgrense for rent trykk $\varepsilon_c := 0.00175$

E – modu $E_c := 24952 \frac{N}{mm^2}$

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info søyle

Lengde på søyle fra fundament til UK bjelke $L_s := 17532 \text{ m r}$

Bredde ved midten av søyle $b := 1130 \text{ m r}$

Dybde på søyle $h := 400 \text{ m r}$

Indre momentarm $h_1 := 290 \text{ m r}$

Effektiv tverrsnitt høyde $d := 345 \text{ m r}$ Forenklet, alle jern ligger ytterst

Strekkarmering $A_{ss} := 22 \cdot (10 \text{ m m})^2 \cdot \pi = 6912 \cdot \text{m m}^2$

Symmetrisk armert søyle, $A_{ss} = A_{st}$

1 Rent trykk.

Total lengdearmering $A_{\text{stot}} := 48 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 15079.6 \cdot \text{mm}^2$ 48 stk Ø20

Trykk resultant i midtsnitt $T_{\text{c1}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot h = 6554 \cdot \text{kN}$

Trykk resultant i armering (symmetrisk armert) $T_{\text{s1}} := f_{\text{sd}} \cdot A_{\text{stot}} = 5790.6 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{1x} := T_{\text{c1}} + T_{\text{s1}} = 12345 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt $M_{1x} := 0$

2. Trykkbrudd i betong

Tøyning i armering side 1 $\varepsilon_{\text{s1}} := \frac{(55\text{mm} \cdot 0.0035)}{400\text{mm}} = 4.813 \times 10^{-4}$

$(\varepsilon_{\text{s1}} < \varepsilon_{\text{yd}})$ Ingen flytning i armeringslaget

Spenning i armering på side 1 $\sigma_{\text{sd}} := E_{\text{sk}} \cdot \varepsilon_{\text{s1}} = 96.25 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Trykkresultant i betong $T_{\text{c2}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot 0.8 \cdot h = 5243.2 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 1 $S_1 := A_{\text{ss}} \cdot \sigma_{\text{sd}} = 665.2 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_2 := A_{\text{ss}} \cdot f_{\text{sd}} = 2654 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{2x} := T_{\text{c2}} + S_1 + S_2 = 8562 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{2x} := T_{\text{c2}} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot h) + S_2 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right) - S_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right)$
 $M_{2x} = 498 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armering

Trykksonefaktor $\alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = \mathbf{0.646}$

Trykksonehøyde $x := \alpha \cdot d = \mathbf{0.223\text{ m}}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2} := \left(\frac{x - 55\text{ mm}}{x} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = \mathbf{2.636 \times 10^{-3}}$

$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c3} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x = \mathbf{2920.3 \cdot kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.3} := A_{ss} \cdot f_{sd} = \mathbf{2654 \cdot kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.3} := S_{1.3} = \mathbf{2654 \cdot kN}$

Aksiell likevekt $N_{3x} := T_{c3} + S_{2.3} - S_{1.3} = \mathbf{2920 \cdot kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{3x} := T_{c3} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x) + S_{1.3} \cdot h_1 = \mathbf{1093 \cdot kN \cdot m}$

4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering

Trykksonefaktor $\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2\varepsilon_{yk}} = 0.422$

Trykksonehøyde $x_4 := \alpha_4 \cdot d = 0.145 \text{ m}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2.4} := \left(\frac{x_4 - 55 \text{ mm}}{x_4} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = 2.177 \times 10^{-3}$

$\varepsilon_{s2.4} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c4} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x_4 = 1907 \cdot \text{kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.4} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 2654 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.4} := S_{1.4} = 2654 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_4 := T_{c4} + S_{2.4} - S_{1.4} = 1907 \cdot \text{kN}$

Momentlikevek $M_4 := T_{c4} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x_4) + S_{1.4} \cdot h_1 = 1040 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

5. Rent moment

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_5 := f_{sd} \cdot A_{ss} \cdot h_1 = 770 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

My-N diagram akse 9 midt

Betong info

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.4$ NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet $f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk $f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Tøyngingsgrense i bruddgrense $\varepsilon_{cu} := 0.0035$ NS 3473 Tabell A.5

Tøyningsgrense for rent trykk $\varepsilon_c := 0.00175$

E – modu $E_c := 24952 \frac{N}{mm^2}$

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info søyle

Lengde på søyle fra fundament til UK bjelke $L_s := 17532 \text{ mm}$

Bredde i snitt $b := 400 \text{ mm}$

Dybde på søyle $h := 1130 \text{ mm}$

Tyngdepunkt til armering fra OK $z_t := \frac{5 \cdot (55 \text{ mm} + 105 \text{ mm} + 155 \text{ mm}) + 4 \cdot 205 \text{ mm}}{19} = 126.1 \cdot \text{mm}$

Effektiv tverrsnitt høyde $d := h - z_t = 1003.9 \cdot \text{mm}$

Indre momentarm $h_1 := h - 2 \cdot z_t = 877.9 \cdot \text{mm}$

Strekkarmering $A_{SS} := 19 \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 5969 \cdot \text{mm}^2$

1 Rent trykk.

Total lengdearmering $A_{\text{stot}} := 48 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 15079.6 \cdot \text{mm}^2$ 48 stk Ø20

Trykk resultant i midtsnitt $T_{\text{c1}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot h = 6554 \cdot \text{kN}$

Trykk resultant i armering (symmetrisk armert) $T_{\text{s1}} := f_{\text{sd}} \cdot A_{\text{stot}} = 5790.6 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_1 := T_{\text{c1}} + T_{\text{s1}} = 12345 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt $M_{1y} := 0$

2. Trykkbrudd i betong

Tøyning i armering side 1 $\varepsilon_{\text{s1}} := \frac{(z \cdot 0.0035)}{800\text{mm}} = 5.515 \times 10^{-4}$

$(\varepsilon_{\text{s1}} < \varepsilon_{\text{yd}})$ Ingen flytning i armeringslaget

Spenning i armering på side 1 $\sigma_{\text{sd}} := E_{\text{sk}} \cdot \varepsilon_{\text{s1}} = 110.296 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Trykkresultant i betong $T_{\text{c2}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot 0.8 \cdot h = 5243.2 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 1 $S_1 := A_{\text{SS}} \cdot \sigma_{\text{sd}} = 658.4 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_2 := A_{\text{SS}} \cdot f_{\text{sd}} = 2292.1 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{2y} := T_{\text{c2}} + S_1 + S_2 = 8194 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{2y} := T_{\text{c2}} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot h) + S_2 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right) - S_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right)$

$M_{2y} = 1310 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armering

Trykksonefaktor $\alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = \mathbf{0.646}$

Trykksonehøyde $x := \alpha \cdot d = \mathbf{0.648\text{ m}}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2} := \left(\frac{x - z_t}{x} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = \mathbf{2.819 \times 10^{-3}}$

$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c3} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x = \mathbf{3008.1 \cdot kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.3} := A_{ss} \cdot f_{sd} = \mathbf{2292.1 \cdot kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.3} := S_{1.3} = \mathbf{2292.1 \cdot kN}$

Aksiell likevekt $N_{3y} := T_{c3} + S_{2.3} - S_{1.3} = \mathbf{3008 \cdot kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{3y} := T_{c3} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x) + S_{1.3} \cdot h_1 = \mathbf{2932 \cdot kN \cdot m}$

4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering

Trykksonefaktor $\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2\varepsilon_{yk}} = 0.422$

Trykksonehøyde $x_4 := \alpha_4 \cdot d = 0.423 \text{ m}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2.4} := \left(\frac{x_4 - z_t}{x_4} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = 2.458 \times 10^{-3}$

$\varepsilon_{s2.4} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c4} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x_4 = 1964.4 \cdot \text{kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.4} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 2292.1 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.4} := S_{1.4} = 2292.1 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{4y} := T_{c4} + S_{2.4} - S_{1.4} = 1964 \cdot \text{kN}$

Momentlikevek $M_{4y} := T_{c4} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x_4) + S_{1.4} \cdot h_1 = 2789 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

5. Rent moment

Momentkapasitet $M_{5y} := f_{sd} \cdot A_{ss} \cdot h_1 = 2012 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Mx-N diagram akse 9 topp

Betong info

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.4$ NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet $f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk $f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Tøyngingsgrense i bruddgrense $\epsilon_{cu} := 0.0035$ NS 3473 Tabell A.5

Tøyningsgrense for rent trykk $\epsilon_c := 0.00175$

E – modu $E_c := 24952 \frac{N}{mm^2}$

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info søyle

Lengde på søyle fra fundament til UK bjelke $L_s := 17532 \text{ m r}$

Bredde ved topp søyle $b := 700 \text{ m r}$

Dybde på søyle $h := 400 \text{ m r}$

Indre momentarm $h_1 := 290 \text{ m r}$

Effektiv tverrsnitt høyde $d := 345 \text{ m r}$ Forenklet, alle jern ligger ytterst

Strekkarmering $A_{ss} := 14 \cdot (10 \text{ m m})^2 \cdot \pi = 4398 \cdot \text{m m}^2$

Symmetrisk armert søyle, $A_{ss} = A_{st}$

1 Rent trykk.

Total lengdearmering $A_{\text{stot}} := 30 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 9424.8 \cdot \text{mm}^2$ 30 stk Ø20

Trykk resultant i midtsnitt $T_{\text{c1}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot h = 4060 \cdot \text{kN}$

Trykk resultant i armering (symmetrisk armert) $T_{\text{s1}} := f_{\text{sd}} \cdot A_{\text{stot}} = 3619.1 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{1x} := T_{\text{c1}} + T_{\text{s1}} = 7679 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt $M_{1x} := 0$

2. Trykkbrudd i betong

Tøyning i armering side 1 $\varepsilon_{\text{s1}} := \frac{(55\text{mm} \cdot 0.0035)}{400\text{mm}} = 4.813 \times 10^{-4}$

$(\varepsilon_{\text{s1}} < \varepsilon_{\text{yd}})$ Ingen flytning i armeringslaget

Spenning i armering på side 1 $\sigma_{\text{sd}} := E_{\text{sk}} \cdot \varepsilon_{\text{s1}} = 96.25 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Trykkresultant i betong $T_{\text{c2}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot 0.8 \cdot h = 3248 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 1 $S_1 := A_{\text{ss}} \cdot \sigma_{\text{sd}} = 423.3 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_2 := A_{\text{ss}} \cdot f_{\text{sd}} = 1688.9 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{2x} := T_{\text{c2}} + S_1 + S_2 = 5360 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{2x} := T_{\text{c2}} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot h) + S_2 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right) - S_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right)$

$M_{2x} = 313 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armering

Trykksonefaktor $\alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = \mathbf{0.646}$

Trykksonehøyde $x := \alpha \cdot d = \mathbf{0.223\text{ m}}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2} := \left(\frac{x - 55\text{ mm}}{x} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = \mathbf{2.636 \times 10^{-3}}$

$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c3} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x = \mathbf{1809 \cdot kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.3} := A_{ss} \cdot f_{sd} = \mathbf{1688.9 \cdot kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.3} := S_{1.3} = \mathbf{1688.9 \cdot kN}$

Aksiell likevekt $N_{3x} := T_{c3} + S_{2.3} - S_{1.3} = \mathbf{1809 \cdot kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{3x} := T_{c3} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x) + S_{1.3} \cdot h_1 = \mathbf{690 \cdot kN \cdot m}$

4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering

Trykksonefaktor $\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2\varepsilon_{yk}} = 0.422$

Trykksonehøyde $x_4 := \alpha_4 \cdot d = 0.145 \text{ m}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2.4} := \left(\frac{x_4 - 55 \text{ mm}}{x_4} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = 2.177 \times 10^{-3}$

$\varepsilon_{s2.4} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c4} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x_4 = 1181.3 \cdot \text{kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.4} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 1688.9 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.4} := S_{1.4} = 1688.9 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{4x} := T_{c4} + S_{2.4} - S_{1.4} = 1181 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{4x} := T_{c4} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x_4) + S_{1.4} \cdot h_1 = 657 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

5 Rent moment

Moment om trykkarmering $M_{5x} := f_{sd} \cdot A_{ss} \cdot h_1 = 490 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

My-N diagram akse 9 topp

Betong info

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.4$ NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet $f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk $f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Tøyingsgrense i bruddgrense $\varepsilon_{cu} := 0.0035$ NS 3473 Tabell A.5

Tøyningsgrense for rent trykk $\varepsilon_c := 0.00175$

E – modu $E_c := 24952 \frac{N}{mm^2}$

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info søyle

Lengde på søyle fra fundament til UK bjelke

$$L_s := 17532 \text{ m m}$$

Bredde i snitt

$$b := 400 \text{ m m}$$

Dybde på søyle

$$h := 700 \text{ m m}$$

Tyngdepunkt til armering fra OK

$$z_t := \frac{5 \cdot 55 \text{ mm} + 4 \cdot 105 \text{ mm}}{9} = 77.2 \cdot \text{m m}$$

Effektiv tverrsnitt høyde

$$d := h - z_t = 622.8 \cdot \text{m m}$$

Indre momentarm

$$h_1 := h - 2 \cdot z_t = 545.6 \cdot \text{m m}$$

Strekkarmering

$$A_{ss} := 11 \cdot (10 \text{ m m})^2 \cdot \pi = 3456 \cdot \text{m m}^2$$

Tatt med de tre ytterste lagene

Symmetrisk armert søyle

1 Rent trykk.

Total lengdearmering $A_{\text{stot}} := 30 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 9424.8 \cdot \text{mm}^2$ 30 stk Ø20

Trykk resultant i midtsnitt $T_{\text{c1}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot h = 4060 \cdot \text{kN}$

Trykk resultant i armering (symmetrisk armert) $T_{\text{s1}} := f_{\text{sd}} \cdot A_{\text{stot}} = 3619.1 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{1y} := T_{\text{c1}} + T_{\text{s1}} = 7679 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt $M_{1y} := 0$

2. Trykkbrudd i betong

Tøyning i armering side 1 $\varepsilon_{\text{s1}} := \frac{(z \cdot 0.0035)}{800\text{mm}} = 3.378 \times 10^{-4}$

$(\varepsilon_{\text{s1}} < \varepsilon_{\text{yd}})$ Ingen flytning i armeringslaget

Spenning i armering på side 1 $\sigma_{\text{sd}} := E_{\text{sk}} \cdot \varepsilon_{\text{s1}} = 67.569 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Trykkresultant i betong $T_{\text{c2}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot 0.8 \cdot h = 3248 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 1 $S_1 := A_{\text{ss}} \cdot \sigma_{\text{sd}} = 233.5 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_2 := A_{\text{ss}} \cdot f_{\text{sd}} = 1327 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{2y} := T_{\text{c2}} + S_1 + S_2 = 4809 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{2y} := T_{\text{c2}} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot h) + S_2 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right) - S_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right)$

$$M_{2y} = 526 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armering

Trykksonefaktor $\alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = \mathbf{0.646}$

Trykksonehøyde $x := \alpha \cdot d = \mathbf{0.402\text{ m}}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2} := \left(\frac{x - z_t}{x} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = \mathbf{2.828 \times 10^{-3}}$

$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c3} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x = \mathbf{1866 \cdot kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.3} := A_{ss} \cdot f_{sd} = \mathbf{1327 \cdot kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.3} := S_{1.3} = \mathbf{1327 \cdot kN}$

Aksiell likevekt $N_{3y} := T_{c3} + S_{2.3} - S_{1.3} = \mathbf{1866 \cdot kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{3y} := T_{c3} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x) + S_{1.3} \cdot h_1 = \mathbf{1077 \cdot kN \cdot m}$

4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering

Trykksonefakto $\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2\varepsilon_{yk}} = 0.422$

Trykksonehøyde $x_4 := \alpha_4 \cdot d = 0.263 \text{ m}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2.4} := \left(\frac{x_4 - z_t}{x_4} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = 2.471 \times 10^{-3}$

$\varepsilon_{s2.4} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c4} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x_4 = 1218.5 \cdot \text{kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.4} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 1327 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.4} := S_{1.4} = 1327 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{4y} := T_{c4} + S_{2.4} - S_{1.4} = 1219 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{4y} := T_{c4} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x_4) + S_{1.4} \cdot h_1 = 1022 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

5. Rent moment

Moment om trykkarmering $M_{5y} := f_{sd} \cdot A_{ss} \cdot h_1 = 724 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Mx-N diagram akse 10 bunn

Betong info

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.4$ NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet $f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk $f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Tøyngingsgrense i bruddgrense $\varepsilon_{cu} := 0.0035$ NS 3473 Tabell A.5

Tøyninggrense for rent trykk $\varepsilon_c := 0.00175$

E – modu $E_c := 24952 \frac{N}{mm^2}$

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info søyle

Lengde på søyle fra fundament til UK bjelke $L_s := 17167 \text{ mm}$

Bredde ved bunn søyle $b := 1560 \text{ mm}$

Dybde på søyle $h := 800 \text{ mm}$

Tyngdepunkt til armering fra OK $z_t := \frac{18 \cdot 55 \text{ mm} + 6 \cdot 105 \text{ mm}}{24} = 67.5 \cdot \text{mm}$ tyngdepunkt til to ytterste lagene

Effektiv tverrsnitt høyde $d := h - z_t = 732.5 \cdot \text{mm}$

Indre momentarm $h_1 := h - 2 \cdot z_t = 665 \cdot \text{mm}$

Strekkarmering $A_{ss} := 30 \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 9425 \cdot \text{mm}^2$ Tatt med 3 ytterste lag

1 Rent trykk.

Total lengdearmering $A_{\text{stot}} := 88 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 27646 \cdot \text{mm}^2$ 88 stk Ø20

Trykk resultant i midtsnitt $T_{\text{c1}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot h = 18096 \cdot \text{kN}$

Trykk resultant i armering (symmetrisk armert) $T_{\text{s1}} := f_{\text{sd}} \cdot A_{\text{stot}} = 10616.1 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{1x} := T_{\text{c1}} + T_{\text{s1}} = 28712 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt $M_{1x} := 0$

2. Trykkbrudd i betong

Tøyning i armering side 1 $\varepsilon_{\text{s1}} := \frac{(z \cdot 0.0035)}{800\text{mm}} = 2.953 \times 10^{-4}$

$(\varepsilon_{\text{s1}} < \varepsilon_{\text{yd}})$ Ingen flytning i armeringslaget

Spenning i armering på side 1 $\sigma_{\text{sd}} := E_{\text{sk}} \cdot \varepsilon_{\text{s1}} = 59.063 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Trykkresultant i betong $T_{\text{c2}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot 0.8 \cdot h = 14476.8 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 1 $S_1 := A_{\text{SS}} \cdot \sigma_{\text{sd}} = 556.7 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_2 := A_{\text{SS}} \cdot f_{\text{sd}} = 3619.1 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{2x} := T_{\text{c2}} + S_1 + S_2 = 18653 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{2x} := T_{\text{c2}} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot h) + S_2 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right) - S_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right)$

$M_{2x} = 2176 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armering

Trykksonefaktor $\alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = \mathbf{0.646}$

Trykksonehøyde $x := \alpha \cdot d = \mathbf{0.473\text{ m}}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2} := \left(\frac{x - z_t}{x} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = \mathbf{3.001 \times 10^{-3}}$

$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c3} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x = \mathbf{8559.7 \cdot kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.3} := A_{ss} \cdot f_{sd} = \mathbf{3619.1 \cdot kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.3} := S_{1.3} = \mathbf{3619.1 \cdot kN}$

Aksiell likevekt $N_{3x} := T_{c3} + S_{2.3} - S_{1.3} = \mathbf{8560 \cdot kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{3x} := T_{c3} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x) + S_{1.3} \cdot h_1 = \mathbf{4211 \cdot kN \cdot m}$

4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering

Trykksonefakto $\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2\varepsilon_{yk}} = 0.422$

Trykksonehøyde $x_4 := \alpha_4 \cdot d = 0.309 \text{ m}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2.4} := \left(\frac{x_4 - z_t}{x_4} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = 2.735 \times 10^{-3}$

$\varepsilon_{s2.4} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c4} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x_4 = 5589.6 \cdot \text{kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.4} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 3619.1 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.4} := S_{1.4} = 3619.1 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{4x} := T_{c4} + S_{2.4} - S_{1.4} = 5590 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{4x} := T_{c4} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x_4) + S_{1.4} \cdot h_1 = 3952 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

5. Rent moment

Moment om trykkarmering $M_{5x} := f_{sd} \cdot A_{ss} \cdot h_1 = 2407 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

My-N diagram akse 10 bunn

Betong info

Betong kvalitet	B350 / B25	
Sikkerhetsfaktor betong	$\gamma_c := 1.4$	NS 3473 Tabell 4
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Strekfasthet	$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Tøyingsgrense i bruddgrense	$\varepsilon_{cu} := 0.0035$	NS 3473 Tabell A.5
Tøyningsgrense for rent trykk	$\varepsilon_c := 0.00175$	
E – modu	$E_c := 24952 \frac{N}{mm^2}$	

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning	$f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$	
Sikkerhetsfaktor	$\gamma_s := 1.25$	
E – modu	$E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$	
Dimensjonerende flytespenning	$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Armeringstøyning	$\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$	

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info søyle

Lengde på søyle fra fundament til UK bjelke

$$L_s := 17532 \text{ mrr}$$

Bredde i snitt

$$b := 800 \text{ mrr}$$

Dybde på søyle

$$h := 1560 \text{ mrr}$$

Tyngdepunkt til armering fra OK

$$z_t := \frac{13 \cdot 55 \text{ mm} + 13 \cdot 105 \text{ mm} + 6 \cdot 155 \text{ mm}}{32} = 94.1 \cdot \text{mrr}$$

Effektiv tverrsnitt høyde

$$d := h - z_t = 1465.9 \cdot \text{mrr}$$

Indre momentarm

$$h_1 := h - 2 \cdot z_t = 1371.9 \cdot \text{mrr}$$

Strekkarmering

$$A_{ss} := 36 \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 11310 \cdot \text{mm}^2$$

Tatt med alle innenfor bøylene,
se tegning 151-11f

Symmetrisk armert søyle

$$A_{st} = A_{ss}$$

1 Rent trykk.

Total lengdearmering $A_{\text{stot}} := 88 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 27646 \cdot \text{mm}^2$ 88 stk Ø20

Trykk resultant i midtsnitt $T_{\text{c1}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot h = 18096 \cdot \text{kN}$

Trykk resultant i armering (symmetrisk armert) $T_{\text{s1}} := f_{\text{sd}} \cdot A_{\text{stot}} = 10616.1 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{1y} := T_{\text{c1}} + T_{\text{s1}} = 28712 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt $M_{1y} := 0$

2. Trykkbrudd i betong

Tøyning i armering side 1 $\varepsilon_{\text{s1}} := \frac{(z \cdot 0.0035)}{800\text{mm}} = 4.115 \times 10^{-4}$

$(\varepsilon_{\text{s1}} < \varepsilon_{\text{yd}})$ Ingen flytning i armeringslaget

Spenning i armering på side 1 $\sigma_{\text{sd}} := E_{\text{sk}} \cdot \varepsilon_{\text{s1}} = 82.305 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Trykkresultant i betong $T_{\text{c2}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot 0.8 \cdot h = 14476.8 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 1 $S_1 := A_{\text{ss}} \cdot \sigma_{\text{sd}} = 930.8 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_2 := A_{\text{ss}} \cdot f_{\text{sd}} = 4342.9 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{2y} := T_{\text{c2}} + S_1 + S_2 = 19751 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{2y} := T_{\text{c2}} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot h) + S_2 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right) - S_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right)$

$M_{2y} = 4599 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armering

Trykksonefakto $\alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = \mathbf{0.646}$

Trykksonehøyde $x := \alpha \cdot d = \mathbf{0.947\text{ m}}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2} := \left(\frac{x - z_t}{x} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = \mathbf{3.152 \times 10^{-3}}$

$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c3} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x = \mathbf{8784.8 \cdot kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.3} := A_{ss} \cdot f_{sd} = \mathbf{4342.9 \cdot kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.3} := S_{1.3} = \mathbf{4342.9 \cdot kN}$

Aksiell likevekt $N_{3y} := T_{c3} + S_{2.3} - S_{1.3} = \mathbf{8785 \cdot kN}$

Momentlikevek $M_{3y} := T_{c3} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x) + S_{1.3} \cdot h_1 = \mathbf{9484 \cdot kN \cdot m}$

4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering

Trykksonefaktor $\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2\varepsilon_{yk}} = 0.422$

Trykksonehøyde $x_4 := \alpha_4 \cdot d = 0.618 \text{ m}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2.4} := \left(\frac{x_4 - z_t}{x_4} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = 2.967 \times 10^{-3}$

$\varepsilon_{s2.4} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c4} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x_4 = 5736.6 \cdot \text{kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.4} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 4342.9 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.4} := S_{1.4} = 4342.9 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{4y} := T_{c4} + S_{2.4} - S_{1.4} = 5737 \cdot \text{kN}$

Momentlikevekt $M_{4y} := T_{c4} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x_4) + S_{1.4} \cdot h_1 = 9014 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

5. Rent moment

Moment om trykkarmering $M_{5y} := f_{sd} \cdot A_{ss} \cdot h_1 = 5958 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Mx-N diagram akse 10 midt

Betong info

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.4$ NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet $f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk $f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Tøyngingsgrense i bruddgrense $\varepsilon_{cu} := 0.0035$ NS 3473 Tabell A.5

Tøyningsgrense for rent trykk $\varepsilon_c := 0.00175$

E – modu $E_c := 24952 \frac{N}{mm^2}$

Armeringsinfo for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info søyle

Lengde på søyle fra fundament til UK bjelke $L_s := 17167 \text{ m m}$

Bredde ved midten av søyle $b := 1130 \text{ m m}$

Dybde på søyle $h := 800 \text{ m m}$

Tyngdepunkt til armering fra OK $z_t := \frac{14 \cdot 55 \text{ m m} + 6 \cdot 105 \text{ m m}}{20} = 70 \cdot \text{m m}$ tyngdepunkt til to ytterste lagene

Effektiv tverrsnitt høyde $d := h - z_t = 730 \cdot \text{m m}$

Indre momentarm $h_1 := h - 2 \cdot z_t = 660 \cdot \text{m m}$

Strekkarmering $A_{ss} := 24 \cdot (10 \text{ m m})^2 \cdot \pi = 7540 \cdot \text{m m}^2$ Tatt med de 3 ytterste lagene

Symmetrisk armert søyle $A.st = A.ss$

1 Rent trykk.

Total lengdearmering $A_{\text{stot}} := 66 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 20734.5 \cdot \text{mm}^2$ 66 stk Ø20

Trykk resultant i midtsnitt $T_{\text{c1}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot h = 13108 \cdot \text{kN}$

Trykk resultant i armering (symmetrisk armert) $T_{\text{s1}} := f_{\text{sd}} \cdot A_{\text{stot}} = 7962.1 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{1x} := T_{\text{c1}} + T_{\text{s1}} = 21070 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt $M_{1x} := 0$

2. Trykkbrudd i betong

Tøyning i armering side 1 $\varepsilon_{\text{s1}} := \frac{(z \cdot 0.0035)}{800\text{mm}} = 3.062 \times 10^{-4}$

$(\varepsilon_{\text{s1}} < \varepsilon_{\text{yd}})$ Ingen flytning i armeringslaget

Spenning i armering på side 1 $\sigma_{\text{sd}} := E_{\text{sk}} \cdot \varepsilon_{\text{s1}} = 61.25 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Trykkresultant i betong $T_{\text{c2}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot 0.8 \cdot h = 10486.4 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 1 $S_1 := A_{\text{ss}} \cdot \sigma_{\text{sd}} = 461.8 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_2 := A_{\text{ss}} \cdot f_{\text{sd}} = 2895.3 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{2x} := T_{\text{c2}} + S_1 + S_2 = 13844 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{2x} := T_{\text{c2}} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot h) + S_2 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right) - S_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right)$

$M_{2x} = 1642 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armering

Trykksonefaktor $\alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = \mathbf{0.646}$

Trykksonehøyde $x := \alpha \cdot d = \mathbf{0.471\text{ m}}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2} := \left(\frac{x - z_t}{x} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = \mathbf{2.98 \times 10^{-3}}$

$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c3} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x = \mathbf{6179.1 \cdot kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.3} := A_{ss} \cdot f_{sd} = \mathbf{2895.3 \cdot kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.3} := S_{1.3} = \mathbf{2895.3 \cdot kN}$

Aksiell likevekt $N_{3x} := T_{c3} + S_{2.3} - S_{1.3} = \mathbf{6179 \cdot kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{3x} := T_{c3} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x) + S_{1.3} \cdot h_1 = \mathbf{3217 \cdot kN \cdot m}$

4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering

Trykksonefaktor $\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2\varepsilon_{yk}} = 0.422$

Trykksonehøyde $x_4 := \alpha_4 \cdot d = 0.308 \text{ m}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2.4} := \left(\frac{x_4 - z_t}{x_4} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = 2.704 \times 10^{-3}$
 $\varepsilon_{s2.4} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c4} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x_4 = 4035.1 \cdot \text{kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.4} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 2895.3 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.4} := S_{1.4} = 2895.3 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{4x} := T_{c4} + S_{2.4} - S_{1.4} = 4035 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{4x} := T_{c4} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x_4) + S_{1.4} \cdot h_1 = 3028 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

5. Rent moment

Moment om trykkarmering $M_{5x} := f_{sd} \cdot A_{ss} \cdot h_1 = 1911 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

My-N diagram akse 10 midt

Betong info

Betong kvalitet	B350 / B25	
Sikkerhetsfaktor betong	$\gamma_c := 1.4$	NS 3473 Tabell 4
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Strekfasthet	$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Tøyingsgrense i bruddgrense	$\varepsilon_{cu} := 0.0035$	NS 3473 Tabell A.5
Tøyningsgrense for rent trykk	$\varepsilon_c := 0.00175$	
E – modu	$E_c := 24952 \frac{N}{mm^2}$	

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning	$f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$	
Sikkerhetsfaktor	$\gamma_s := 1.25$	
E – modu	$E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$	
Dimensjonerende flytespenning	$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Armeringstøyning	$\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$	

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info søyle

Lengde på søyle fra fundament til UK bjelke $L_s := 17532 \text{ mm}$

Bredde i snitt $b := 800 \text{ mm}$

Dybde på søyle $h := 1130 \text{ mm}$

Tyngdepunkt til armering fra OK $z_t := \frac{13 \cdot 55 \text{ mm} + 9 \cdot 105 \text{ mm} + 4 \cdot 155 \text{ mm}}{26} = 87.7 \cdot \text{mm}$

Effektiv tverrsnitt høyde $d := h - z_t = 1042.3 \cdot \text{mm}$

Indre momentarm $h_1 := h - 2 \cdot z_t = 954.6 \cdot \text{mm}$

Strekkarmering $A_{ss} := 28 \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 8796 \cdot \text{mm}^2$ Tar med alle jern innenfor bøylene, se tegning 151-11f

Symmetrisk armert søyle $A_{st} := A_{ss}$

1 Rent trykk.

Total lengdearmering $A_{\text{Stot}} := 66 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 20734.5 \cdot \text{mm}^2$ 66 stk Ø20

Trykk resultant i midtsnitt $T_{\text{C1}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot h = 13108 \cdot \text{kN}$

Trykk resultant i armering (symmetrisk armert) $T_{\text{S1}} := f_{\text{sd}} \cdot A_{\text{Stot}} = 7962.1 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_1 := T_{\text{C1}} + T_{\text{S1}} = 21070 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt $M_1 := 0$

2. Trykkbrudd i betong

Tøyning i armering side 1 $\varepsilon_{\text{S1}} := \frac{(z \cdot 0.0035)}{800\text{mm}} = 3.837 \times 10^{-4}$

$(\varepsilon_{\text{S1}} < \varepsilon_{\text{yd}})$ Ingen flytning i armeringslaget

Spenning i armering på side 1 $\sigma_{\text{sd}} := E_{\text{sk}} \cdot \varepsilon_{\text{S1}} = 76.731 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Trykkresultant i betong $T_{\text{C2}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot 0.8 \cdot h = 10486.4 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 1 $S_1 := A_{\text{SS}} \cdot \sigma_{\text{sd}} = 675 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_2 := A_{\text{SS}} \cdot f_{\text{sd}} = 3377.8 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{2y} := T_{\text{C2}} + S_1 + S_2 = 14539 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{2y} := T_{\text{C2}} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot h) + S_2 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right) - S_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right)$

$M_{2y} = 2475 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armering

Trykksonefaktor $\alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = \mathbf{0.646}$

Trykksonehøyde $x := \alpha \cdot d = \mathbf{0.673\text{ m}}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2} := \left(\frac{x - z_t}{x} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = \mathbf{3.044 \times 10^{-3}}$

$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c3} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x = \mathbf{6246.2 \cdot kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.3} := A_{ss} \cdot f_{sd} = \mathbf{3377.8 \cdot kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.3} := S_{1.3} = \mathbf{3377.8 \cdot kN}$

Aksiell likevekt $N_{3y} := T_{c3} + S_{2.3} - S_{1.3} = \mathbf{6246 \cdot kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{3y} := T_{c3} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x) + S_{1.3} \cdot h_1 = \mathbf{5072 \cdot kN \cdot m}$

4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering

Trykksonefaktor $\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2\varepsilon_{yk}} = 0.422$

Trykksonehøyde $x_4 := \alpha_4 \cdot d = 0.44 \text{ m}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2.4} := \left(\frac{x_4 - z_t}{x_4} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = 2.802 \times 10^{-3}$

$\varepsilon_{s2.4} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c4} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x_4 = 4078.8 \cdot \text{kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.4} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 3377.8 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.4} := S_{1.4} = 3377.8 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{4y} := T_{c4} + S_{2.4} - S_{1.4} = 4079 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{4y} := T_{c4} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x_4) + S_{1.4} \cdot h_1 = 4812 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

5. Rent moment

Moment om trykkarmering $M_{5y} := f_{sd} \cdot A_{ss} \cdot h_1 = 3225 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Mx-N diagram akse 10 topp

Betong info

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.4$ NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet $f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk $f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Tøyngingsgrense i bruddgrense $\varepsilon_{cu} := 0.0035$ NS 3473 Tabell A.5

Tøyningsgrense for rent trykk $\varepsilon_c := 0.00175$

E – modu $E_c := 24952 \frac{N}{mm^2}$

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info søyle

Lengde på søyle fra fundament til UK bjelke $L_s := 17167 \text{ mm}$

Bredde ved topp søyle $b := 700 \text{ mm}$

Dybde på søyle $h := 800 \text{ mm}$

Tyngdepunkt til armering fra OK $z_t := \frac{8 \cdot 55 \text{ mm} + 6 \cdot 105 \text{ mm}}{14} = 76.4 \cdot \text{mm}$ tyngdepunkt til to ytterste lagene

Effektiv tverrsnitt høyde $d := h - z_t = 723.6 \cdot \text{mm}$

Indre momentarm $h_1 := h - 2 \cdot z_t = 647.1 \cdot \text{mm}$

Strekkarmering $A_{ss} := 18 \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 5655 \cdot \text{mm}^2$ Tatt med de tre ytterste lagene

Symmetrisk armert søyle $A_{ss} = A_{st}$

1 Rent trykk.

Total lengdearmering $A_{\text{Stot}} := 40 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 12566.4 \cdot \text{mm}^2$ 40 stk Ø20

Trykk resultant i midtsnitt $T_{\text{C1}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot h = 8120 \cdot \text{kN}$

Trykk resultant i armering (symmetrisk armert) $T_{\text{S1}} := f_{\text{sd}} \cdot A_{\text{Stot}} = 4825.5 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{1x} := T_{\text{C1}} + T_{\text{S1}} = 12945 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt $M_{1x} := 0$

2. Trykkbrudd i betong

Tøyning i armering side 1 $\varepsilon_{\text{S1}} := \frac{(z \cdot 0.0035)}{800\text{mm}} = 3.344 \times 10^{-4}$

($\varepsilon_{\text{S1}} < \varepsilon_{\text{yd}}$) Ingen flytning i armeringslaget

Spenning i armering på side 1 $\sigma_{\text{sd}} := E_{\text{sk}} \cdot \varepsilon_{\text{S1}} = 66.875 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Trykkresultant i betong $T_{\text{C2}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot 0.8 \cdot h = 6496 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 1 $S_1 := A_{\text{SS}} \cdot \sigma_{\text{sd}} = 378.2 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_2 := A_{\text{SS}} \cdot f_{\text{sd}} = 2171.5 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{2x} := T_{\text{C2}} + S_1 + S_2 = 9046 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{2x} := T_{\text{C2}} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot h) + S_2 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right) - S_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right)$

$$M_{2x} = 1100 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armering

Trykksonefaktor $\alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = \mathbf{0.646}$

Trykksonehøyde $x := \alpha \cdot d = \mathbf{0.467\text{ m}}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2} := \left(\frac{x - z_t}{x} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = \mathbf{2.928 \times 10^{-3}}$

$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c3} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x = \mathbf{3794.1 \cdot kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.3} := A_{ss} \cdot f_{sd} = \mathbf{2171.5 \cdot kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.3} := S_{1.3} = \mathbf{2171.5 \cdot kN}$

Aksiell likevekt $N_{3x} := T_{c3} + S_{2.3} - S_{1.3} = \mathbf{3794 \cdot kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{3x} := T_{c3} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x) + S_{1.3} \cdot h_1 = \mathbf{2214 \cdot kN \cdot m}$

4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering

Trykksonefaktor $\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2\varepsilon_{yk}} = 0.422$

Trykksonehøyde $x_4 := \alpha_4 \cdot d = 0.305 \text{ m}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2.4} := \left(\frac{x_4 - z_t}{x_4} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = 2.623 \times 10^{-3}$

$\varepsilon_{s2.4} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c4} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x_4 = 2477.6 \cdot \text{kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.4} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 2171.5 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.4} := S_{1.4} = 2171.5 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{4x} := T_{c4} + S_{2.4} - S_{1.4} = 2478 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{4x} := T_{c4} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x_4) + S_{1.4} \cdot h_1 = 2094 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

5. Rent moment

Moment om trykkarmering $M_{5x} := f_{sd} \cdot A_{ss} \cdot h_1 = 1405 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

My-N diagram akse 10 topp

Betong info

Betong kvalitet	B350 / B25	
Sikkerhetsfaktor betong	$\gamma_c := 1.4$	NS 3473 Tabell 4
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Strekfasthet	$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Tøyingsgrense i bruddgrense	$\varepsilon_{cu} := 0.0035$	NS 3473 Tabell A.5
Tøyningsgrense for rent trykk	$\varepsilon_c := 0.00175$	
E – modu	$E_c := 24952 \frac{N}{mm^2}$	

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning	$f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$	
Sikkerhetsfaktor	$\gamma_s := 1.25$	
E – modu	$E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$	
Dimensjonerende flytespenning	$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Armeringstøyning	$\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$	

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info søyle

Lengde på søyle fra fundament til UK bjelke

$$L_s := 17167 \text{ mm}$$

Bredde i snitt

$$b := 800 \text{ mm}$$

Dybde på søyle

$$h := 700 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt til armering fra OK

$$z_t := \frac{8 \cdot 55 \text{ mm} + 6 \cdot 105 \text{ mm}}{14} = 76.4 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnitt høyde

$$d := h - z_t = 623.6 \text{ mm}$$

Indre momentarm

$$h_1 := h - 2 \cdot z_t = 547.1 \text{ mm}$$

Strekkarmering

$$A_{ss} := 18 \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 5655 \text{ mm}^2$$

Tatt med de tre ytterste lagene

1 Rent trykk.

Total lengdearmering $A_{\text{Stot}} := 40 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 12566.4 \cdot \text{mm}^2$ 40 stk Ø20

Trykk resultant i midtsnitt $T_{\text{C1}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot h = 8120 \cdot \text{kN}$

Trykk resultant i armering (symmetrisk armert) $T_{\text{S1}} := f_{\text{sd}} \cdot A_{\text{Stot}} = 4825.5 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{1y} := T_{\text{C1}} + T_{\text{S1}} = 12945 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt $M_{1y} := 0$

2. Trykkbrudd i betong

Tøyning i armering side 1 $\varepsilon_{\text{S1}} := \frac{(z \cdot 0.0035)}{800\text{mm}} = 3.344 \times 10^{-4}$

$(\varepsilon_{\text{S1}} < \varepsilon_{\text{yd}})$ Ingen flytning i armeringslaget

Spenning i armering på side 1 $\sigma_{\text{sd}} := E_{\text{sk}} \cdot \varepsilon_{\text{S1}} = 66.875 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Trykkresultant i betong $T_{\text{C2}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot 0.8 \cdot h = 6496 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 1 $S_1 := A_{\text{SS}} \cdot \sigma_{\text{sd}} = 378.2 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_2 := A_{\text{SS}} \cdot f_{\text{sd}} = 2171.5 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{2y} := T_{\text{C2}} + S_1 + S_2 = 9046 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{2y} := T_{\text{C2}} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot h) + S_2 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right) - S_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right)$

$M_{2y} = 945 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armering

Trykksonefaktor $\alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = \mathbf{0.646}$

Trykksonehøyde $x := \alpha \cdot d = \mathbf{0.403\text{ m}}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2} := \left(\frac{x - z_t}{x} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = \mathbf{2.836 \times 10^{-3}}$

$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c3} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x = \mathbf{3736.8 \cdot kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.3} := A_{ss} \cdot f_{sd} = \mathbf{2171.5 \cdot kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.3} := S_{1.3} = \mathbf{2171.5 \cdot kN}$

Aksiell likevekt $N_{3y} := T_{c3} + S_{2.3} - S_{1.3} = \mathbf{3737 \cdot kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{3y} := T_{c3} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x) + S_{1.3} \cdot h_1 = \mathbf{1894 \cdot kN \cdot m}$

4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering

Trykksonefaktor $\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2\varepsilon_{yk}} = 0.422$

Trykksonehøyde $x_4 := \alpha_4 \cdot d = 0.263 \text{ m}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2.4} := \left(\frac{x_4 - z_t}{x_4} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = 2.483 \times 10^{-3}$

$\varepsilon_{s2.4} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c4} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x_4 = 2440.2 \cdot \text{kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.4} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 2171.5 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.4} := S_{1.4} = 2171.5 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{4y} := T_{c4} + S_{2.4} - S_{1.4} = 2440 \cdot \text{kN}$

Momentlikevekt $M_{4y} := T_{c4} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x_4) + S_{1.4} \cdot h_1 = 1786 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

5. Rent moment

Moment om trykkarmering $M_{5y} := f_{sd} \cdot A_{ss} \cdot h_1 = 1188 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Mx-N diagram akse 12 bunn

Betong info

Betong kvalitet	B350 / B25	
Sikkerhetsfaktor betong	$\gamma_c := 1.4$	NS 3473 Tabell 4
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Strekfasthet	$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Tøyingsgrense i bruddgrense	$\varepsilon_{cu} := 0.0035$	NS 3473 Tabell A.5
Tøyningsgrense for rent trykk	$\varepsilon_c := 0.00175$	
E – modu	$E_c := 24952 \frac{N}{mm^2}$	

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning	$f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$	
Sikkerhetsfaktor	$\gamma_s := 1.25$	
E – modu	$E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$	
Dimensjonerende flytespenning	$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Armeringstøyning	$\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$	

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info søyle

Lengde på søyle fra fundament til UK bjelke

$$L_s := 17532 \text{ m m}$$

Bredde på søyle

$$b := 1560 \text{ m m}$$

Dybde på søyle

$$h := 350 \text{ m m}$$

Tyngdepunkt til armering fra OK

$$z_t := 55 \text{ m m}$$

Ytterste laget

Effektiv tverrsnitt høyde

$$d := h - z_t = 295 \cdot \text{m m}$$

Indre momentarm

$$h_1 := h - 2 \cdot z_t = 240 \cdot \text{m m}$$

Strekkarmering

$$A_{ss} := 26 \cdot (10 \text{ m m})^2 \cdot \pi = 8168 \cdot \text{m m}^2$$

Tatt med de to ytterste lagene

Symmetrisk armert søyle

$$A_{st} := A_{ss}$$

1 Rent trykk.

Total lengdearmering $A_{\text{stot}} := 58 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 18221.2 \cdot \text{mm}^2$ 58 stk Ø20

Trykk resultant i midtsnitt $T_{\text{c1}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot h = 7917 \cdot \text{kN}$

Trykk resultant i armering (symmetrisk armert) $T_{\text{s1}} := f_{\text{sd}} \cdot A_{\text{stot}} = 6997 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{1x} := T_{\text{c1}} + T_{\text{s1}} = 14914 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt $M_{1x} := 0$

2. Trykkbrudd i betong

Tøyning i armering side 1 $\varepsilon_{\text{s1}} := \frac{(z \cdot 0.0035)}{800\text{mm}} = 2.406 \times 10^{-4}$

$(\varepsilon_{\text{s1}} < \varepsilon_{\text{yd}})$ Ingen flytning i armeringslaget

Spenning i armering på side 1 $\sigma_{\text{sd}} := E_{\text{sk}} \cdot \varepsilon_{\text{s1}} = 48.125 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Trykkresultant i betong $T_{\text{c2}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot 0.8 \cdot h = 6333.6 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 1 $S_1 := A_{\text{SS}} \cdot \sigma_{\text{sd}} = 393.1 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_2 := A_{\text{SS}} \cdot f_{\text{sd}} = 3136.6 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{2x} := T_{\text{c2}} + S_1 + S_2 = 9863 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{2x} := T_{\text{c2}} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot h) + S_2 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right) - S_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right)$

$$M_{2x} = 551 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armering

Trykksonefaktor $\alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = \mathbf{0.646}$

Trykksonehøyde $x := \alpha \cdot d = \mathbf{0.19\text{ m}}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2} := \left(\frac{x - z_t}{x} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = \mathbf{2.489 \times 10^{-3}}$

$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c3} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x = \mathbf{3447.3 \cdot kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.3} := A_{ss} \cdot f_{sd} = \mathbf{3136.6 \cdot kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.3} := S_{1.3} = \mathbf{3136.6 \cdot kN}$

Aksiell likevekt $N_{3x} := T_{c3} + S_{2.3} - S_{1.3} = \mathbf{3447 \cdot kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{3x} := T_{c3} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x) + S_{1.3} \cdot h_1 = \mathbf{1093 \cdot kN \cdot m}$

4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering

Trykksonefakto $\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2\varepsilon_{yk}} = 0.422$

Trykksonehøyde $x_4 := \alpha_4 \cdot d = 0.124 \text{ m}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2.4} := \left(\frac{x_4 - z_t}{x_4} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = 1.953 \times 10^{-3}$

$\varepsilon_{s2.4} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c4} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x_4 = 2251 \cdot \text{kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.4} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 3136.6 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.4} := S_{1.4} = 3136.6 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{4x} := T_{c4} + S_{2.4} - S_{1.4} = 2251 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{4x} := T_{c4} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x_4) + S_{1.4} \cdot h_1 = 1035 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

5. Rent moment

Momentkapasitet om trykkarmering $M_{x5} := f_{sd} \cdot A_{ss} \cdot h_1 = 753 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

My-N diagram akse 12 bunn

Betong info

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.4$ NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet $f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk $f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Tøyingsgrense i bruddgrense $\epsilon_{cu} := 0.0035$ NS 3473 Tabell A.5

Tøyningsgrense for rent trykk $\epsilon_c := 0.00175$

E – modu $E_c := 24952 \frac{N}{mm^2}$

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info søyle

Lengde på søyle fra fundament til UK bjelke $L_s := 17532 \text{ mrr}$

Bredde i snitt $b := 350 \text{ mrr}$

Dybde på søyle $h := 1560 \text{ mrr}$

Tyngdepunkt til armering fra OK $z_t := \frac{5 \cdot (55 \text{ mm} + 105 \text{ mm} + 155 \text{ mm}) + 4 \cdot 205 \text{ mm}}{19} = 126.1 \cdot \text{mrr}$

Effektiv tverrsnitt høyde $d := h - z_t = 1433.9 \cdot \text{mrr}$

Indre momentarm $h_1 := h - 2 \cdot z_t = 1307.9 \cdot \text{mrr}$

Strekkarmering $A_{ss} := 19 \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 5969 \cdot \text{mm}^2$ Alle jern inni bøyte, se tegning 151-11f

Symmetrisk armert søyle $A.st = A.ss$

1 Rent trykk.

Total lengdearmering $A_{\text{stot}} := 58 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 18221.2 \cdot \text{mm}^2$ 58 stk Ø20

Trykk resultant i midtsnitt $T_{\text{c1}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot h = 7917 \cdot \text{kN}$

Trykk resultant i armering (symmetrisk armert) $T_{\text{s1}} := f_{\text{sd}} \cdot A_{\text{stot}} = 6997 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{1y} := T_{\text{c1}} + T_{\text{s1}} = 14914 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt $M_{1y} := 0$

2. Trykkbrudd i betong

Tøyning i armering side 1 $\varepsilon_{\text{s1}} := \frac{(z \cdot 0.0035)}{800\text{mm}} = 5.515 \times 10^{-4}$

$(\varepsilon_{\text{s1}} < \varepsilon_{\text{yd}})$ Ingen flytning i armeringslaget

Spenning i armering på side 1 $\sigma_{\text{sd}} := E_{\text{sk}} \cdot \varepsilon_{\text{s1}} = 110.296 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Trykkresultant i betong $T_{\text{c2}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot 0.8 \cdot h = 6333.6 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 1 $S_1 := A_{\text{ss}} \cdot \sigma_{\text{sd}} = 658.4 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_2 := A_{\text{ss}} \cdot f_{\text{sd}} = 2292.1 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{2y} := T_{\text{c2}} + S_1 + S_2 = 9284 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{2y} := T_{\text{c2}} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot h) + S_2 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right) - S_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right)$
 $M_{2y} = 2056 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armering

Trykksonefaktor $\alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = \mathbf{0.646}$

Trykksonehøyde $x := \alpha \cdot d = \mathbf{0.926\text{ m}}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2} := \left(\frac{x - z_t}{x} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = \mathbf{3.024 \times 10^{-3}}$

$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c3} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x = \mathbf{3759.5 \cdot kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.3} := A_{ss} \cdot f_{sd} = \mathbf{2292.1 \cdot kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.3} := S_{1.3} = \mathbf{2292.1 \cdot kN}$

Aksiell likevekt $N_{3y} := T_{c3} + S_{2.3} - S_{1.3} = \mathbf{3759 \cdot kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{3y} := T_{c3} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x) + S_{1.3} \cdot h_1 = \mathbf{4538 \cdot kN \cdot m}$

4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering

Trykksonefakto $\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2\varepsilon_{yk}} = 0.422$

Trykksonehøyde $x_4 := \alpha_4 \cdot d = 0.605 \text{ m}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2.4} := \left(\frac{x_4 - z_t}{x_4} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = 2.77 \times 10^{-3}$

$\varepsilon_{s2.4} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c4} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x_4 = 2455 \cdot \text{kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.4} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 2292.1 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.4} := S_{1.4} = 2292.1 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_4 := T_{c4} + S_{2.4} - S_{1.4} = 2455 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_4 := T_{c4} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x_4) + S_{1.4} \cdot h_1 = 4319 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

5. Rent moment

Moment om trykkarmering $M_{y5} := f_{sd} \cdot A_{ss} \cdot h_1 = 2998 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Mx-N diagram akse 12 midt

Betong info

Betong kvalitet	B350 / B25	
Sikkerhetsfaktor betong	$\gamma_c := 1.4$	NS 3473 Tabell 4
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Strekfasthet	$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Tøyingsgrense i bruddgrense	$\varepsilon_{cu} := 0.0035$	NS 3473 Tabell A.5
Tøyningsgrense for rent trykk	$\varepsilon_c := 0.00175$	
E – modu	$E_c := 24952 \frac{N}{mm^2}$	

Armeringsinfo for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning	$f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$	
Sikkerhetsfaktor	$\gamma_s := 1.25$	
E – modu	$E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$	
Dimensjonerende flytespenning	$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Armeringstøyning	$\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$	

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info søyle

Lengde på søyle fra fundament til UK bjelke

$$L_s := 17532 \text{ mrr}$$

Bredde på søyle

$$b := 1130 \text{ mrr}$$

Dybde på søyle

$$h := 350 \text{ mrr}$$

Tyngdepunkt til armering fra OK

$$z_t := 55 \text{ mrr}$$

Ytterste laget

Effektiv tverrsnitt høyde

$$d := h - z_t = 295 \cdot \text{mrr}$$

Indre momentarm

$$h_1 := h - 2 \cdot z_t = 240 \cdot \text{mrr}$$

Strekkarmering

$$A_{ss} := 22 \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 6912 \cdot \text{mm}^2$$

Tatt med de to ytterste lagene

Symmetrisk armert søyle

$$A_{st} := A_{ss}$$

1 Rent trykk.

Total lengdearmering $A_{\text{stot}} := 50 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 15708 \cdot \text{mm}^2$ 50 stk Ø20

Trykk resultant i midtsnitt $T_{\text{c1}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot h = 5735 \cdot \text{kN}$

Trykk resultant i armering (symmetrisk armert) $T_{\text{s1}} := f_{\text{sd}} \cdot A_{\text{stot}} = 6031.9 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{1x} := T_{\text{c1}} + T_{\text{s1}} = 11767 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt $M_{1x} := 0$

2. Trykkbrudd i betong

Tøyning i armering side 1 $\varepsilon_{\text{s1}} := \frac{(z \cdot 0.0035)}{800\text{mm}} = 2.406 \times 10^{-4}$

($\varepsilon_{\text{s1}} < \varepsilon_{\text{yd}}$) Ingen flytning i armeringslaget

Spenning i armering på side 1 $\sigma_{\text{sd}} := E_{\text{sk}} \cdot \varepsilon_{\text{s1}} = 48.125 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Trykkresultant i betong $T_{\text{c2}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot 0.8 \cdot h = 4587.8 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 1 $S_1 := A_{\text{ss}} \cdot \sigma_{\text{sd}} = 332.6 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_2 := A_{\text{ss}} \cdot f_{\text{sd}} = 2654 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{2x} := T_{\text{c2}} + S_1 + S_2 = 7574 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{2x} := T_{\text{c2}} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot h) + S_2 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right) - S_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right)$

$$M_{2x} = 439 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armering

Trykksonefaktor $\alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = \mathbf{0.646}$

Trykksonehøyde $x := \alpha \cdot d = \mathbf{0.19\text{ m}}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2} := \left(\frac{x - z_t}{x} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = \mathbf{2.489 \times 10^{-3}}$

$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c3} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x = \mathbf{2497 \cdot kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.3} := A_{ss} \cdot f_{sd} = \mathbf{2654 \cdot kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.3} := S_{1.3} = \mathbf{2654 \cdot kN}$

Aksiell likevekt $N_{3x} := T_{c3} + S_{2.3} - S_{1.3} = \mathbf{2497 \cdot kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{3x} := T_{c3} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x) + S_{1.3} \cdot h_1 = \mathbf{884 \cdot kN \cdot m}$

4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering

Trykksonefakto $\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2\varepsilon_{yk}} = 0.422$

Trykksonehøyde $x_4 := \alpha_4 \cdot d = 0.124 \text{ m}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2.4} := \left(\frac{x_4 - z_t}{x_4} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = 1.953 \times 10^{-3}$

$\varepsilon_{s2.4} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c4} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x_4 = 1631 \cdot \text{kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.4} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 2654 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.4} := S_{1.4} = 2654 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{4x} := T_{c4} + S_{2.4} - S_{1.4} = 1631 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{4x} := T_{c4} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x_4) + S_{1.4} \cdot h_1 = 841 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

5. Rent moment

Momentkapasitet om trykkarmering $M_{x5} := f_{sd} \cdot A_{ss} \cdot h_1 = 637 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Mx-N diagram akse 12 midt

Betong info

Betong kvalitet	B350 / B25	
Sikkerhetsfaktor betong	$\gamma_c := 1.4$	NS 3473 Tabell 4
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Strekfasthet	$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Tøyningsgrense i bruddgrense	$\varepsilon_{cu} := 0.0035$	NS 3473 Tabell A.5
Tøyningsgrense for rent trykk	$\varepsilon_c := 0.00175$	
E – modu	$E_c := 24952 \frac{N}{mm^2}$	

Armeringsinfo for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning	$f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$	
Sikkerhetsfaktor	$\gamma_s := 1.25$	
E – modu	$E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$	
Dimensjonerende flytespenning	$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Armeringstøyning	$\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$	

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info søyle

Lengde på søyle fra fundament til UK bjelke

$$L_s := 17532 \text{ mrr}$$

Bredde på søyle

$$b := 1130 \text{ mrr}$$

Dybde på søyle

$$h := 350 \text{ mrr}$$

Tyngdepunkt til armering fra OK

$$z_t := 55 \text{ mrr}$$

Ytterste laget

Effektiv tverrsnitt høyde

$$d := h - z_t = 295 \cdot \text{mrr}$$

Indre momentarm

$$h_1 := h - 2 \cdot z_t = 240 \cdot \text{mrr}$$

Strekkarmering

$$A_{ss} := 22 \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 6912 \cdot \text{mm}^2$$

Tatt med de to ytterste lagene

Symmetrisk armert søyle

$$A_{st} := A_{ss}$$

1 Rent trykk.

Total lengdearmering $A_{\text{stot}} := 50 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 15708 \cdot \text{mm}^2$ 50 stk Ø20

Trykk resultant i midtsnitt $T_{\text{c1}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot h = 5735 \cdot \text{kN}$

Trykk resultant i armering (symmetrisk armert) $T_{\text{s1}} := f_{\text{sd}} \cdot A_{\text{stot}} = 6031.9 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{1x} := T_{\text{c1}} + T_{\text{s1}} = 11767 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt $M_{1x} := 0$

2. Trykkbrudd i betong

Tøyning i armering side 1 $\varepsilon_{\text{s1}} := \frac{(z \cdot 0.0035)}{800\text{mm}} = 2.406 \times 10^{-4}$

$(\varepsilon_{\text{s1}} < \varepsilon_{\text{yd}})$ Ingen flytning i armeringslaget

Spenning i armering på side 1 $\sigma_{\text{sd}} := E_{\text{sk}} \cdot \varepsilon_{\text{s1}} = 48.125 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Trykkresultant i betong $T_{\text{c2}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot 0.8 \cdot h = 4587.8 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 1 $S_1 := A_{\text{ss}} \cdot \sigma_{\text{sd}} = 332.6 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_2 := A_{\text{ss}} \cdot f_{\text{sd}} = 2654 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{2x} := T_{\text{c2}} + S_1 + S_2 = 7574 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{2x} := T_{\text{c2}} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot h) + S_2 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right) - S_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right)$

$M_{2x} = 439 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armering

Trykksonefaktor $\alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = \mathbf{0.646}$

Trykksonehøyde $x := \alpha \cdot d = \mathbf{0.19\text{ m}}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2} := \left(\frac{x - z_t}{x} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = \mathbf{2.489 \times 10^{-3}}$

$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c3} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x = \mathbf{2497 \cdot kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.3} := A_{ss} \cdot f_{sd} = \mathbf{2654 \cdot kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.3} := S_{1.3} = \mathbf{2654 \cdot kN}$

Aksiell likevekt $N_{3x} := T_{c3} + S_{2.3} - S_{1.3} = \mathbf{2497 \cdot kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{3x} := T_{c3} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x) + S_{1.3} \cdot h_1 = \mathbf{884 \cdot kN \cdot m}$

4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering

Trykksonefakto $\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2\varepsilon_{yk}} = 0.422$

Trykksonehøyde $x_4 := \alpha_4 \cdot d = 0.124 \text{ m}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2.4} := \left(\frac{x_4 - z_t}{x_4} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = 1.953 \times 10^{-3}$

$\varepsilon_{s2.4} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c4} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x_4 = 1631 \cdot \text{kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.4} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 2654 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.4} := S_{1.4} = 2654 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{4x} := T_{c4} + S_{2.4} - S_{1.4} = 1631 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{4x} := T_{c4} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x_4) + S_{1.4} \cdot h_1 = 841 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

5. Rent moment

Momentkapasitet om trykkarmering $M_{x5} := f_{sd} \cdot A_{ss} \cdot h_1 = 637 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Mx-N diagram akse 12 topp

Betong info

Betong kvalitet	B350 / B25	
Sikkerhetsfaktor betong	$\gamma_c := 1.4$	NS 3473 Tabell 4
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Strekfasthet	$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 Tabell 5.c
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Tøyngingsgrense i bruddgrense	$\varepsilon_{cu} := 0.0035$	NS 3473 Tabell A.5
Tøyningsgrense for rent trykk	$\varepsilon_c := 0.00175$	
E – modu	$E_c := 24952 \frac{N}{mm^2}$	

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning	$f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$	
Sikkerhetsfaktor	$\gamma_s := 1.25$	
E – modu	$E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$	
Dimensjonerende flytespenning	$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$	NS 3473 10.4.2
Armerings tøyning	$\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$	

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info søyle

Lengde på søyle fra fundament til UK bjelke

$$L_s := 17532 \text{ mrr}$$

Bredde i snitt

$$b := 700 \text{ mrr}$$

Dybde på søyle

$$h := 350 \text{ mrr}$$

Tyngdepunkt til armering fra OK

$$z_t := 55 \text{ mrr}$$

Effektiv tverrsnitt høyde

$$d := h - z_t = 295 \cdot \text{mrr}$$

Til ytterste lag

Indre momentarm

$$h_1 := h - 2 \cdot z_t = 240 \cdot \text{mrr}$$

Strekkarmering

$$A_{ss} := 14 \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 4398 \cdot \text{mm}^2$$

Tatt med de to ytterste lagene

Symmetrisk armert søyle

$$A_{st} := A_{ss}$$

1 Rent trykk.

Total lengdearmering $A_{\text{Stot}} := 30 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 9424.8 \cdot \text{mm}^2$ 30 stk Ø20

Trykk resultant i midtsnitt $T_{\text{C1}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot h = 3553 \cdot \text{kN}$

Trykk resultant i armering (symmetrisk armert) $T_{\text{S1}} := f_{\text{sd}} \cdot A_{\text{Stot}} = 3619.1 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{1x} := T_{\text{C1}} + T_{\text{S1}} = 7172 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt $M_{1x} := 0$

2. Trykkbrudd i betong

Tøyning i armering side 1 $\varepsilon_{\text{S1}} := \frac{(z \cdot 0.0035)}{800\text{mm}} = 2.406 \times 10^{-4}$

$(\varepsilon_{\text{S1}} < \varepsilon_{\text{yd}})$ Ingen flytning i armeringslaget

Spenning i armering på side 1 $\sigma_{\text{sd}} := E_{\text{sk}} \cdot \varepsilon_{\text{S1}} = 48.125 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Trykkresultant i betong $T_{\text{C2}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot 0.8 \cdot h = 2842 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 1 $S_1 := A_{\text{SS}} \cdot \sigma_{\text{sd}} = 211.7 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_2 := A_{\text{SS}} \cdot f_{\text{sd}} = 1688.9 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{2x} := T_{\text{C2}} + S_1 + S_2 = 4743 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{2x} := T_{\text{C2}} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot h) + S_2 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right) - S_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right)$

$M_{2x} = 277 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armering

Trykksonefaktor $\alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = \mathbf{0.646}$

Trykksonehøyde $x := \alpha \cdot d = \mathbf{0.19\text{ m}}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2} := \left(\frac{x - z_t}{x} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = \mathbf{2.489 \times 10^{-3}}$

$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c3} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x = \mathbf{1546.8 \cdot \text{kN}}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.3} := A_{ss} \cdot f_{sd} = \mathbf{1688.9 \cdot \text{kN}}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.3} := S_{1.3} = \mathbf{1688.9 \cdot \text{kN}}$

Aksiell likevekt $N_{3x} := T_{c3} + S_{2.3} - S_{1.3} = \mathbf{1547 \cdot \text{kN}}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{3x} := T_{c3} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x) + S_{1.3} \cdot h_1 = \mathbf{558 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}}$

4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering

Trykksonefakto $\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2\varepsilon_{yk}} = 0.422$

Trykksonehøyde $x_4 := \alpha_4 \cdot d = 0.124 \text{ m}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2.4} := \left(\frac{x_4 - z_t}{x_4} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = 1.953 \times 10^{-3}$

$\varepsilon_{s2.4} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c4} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x_4 = 1010.1 \cdot \text{kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.4} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 1688.9 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.4} := S_{1.4} = 1688.9 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{4x} := T_{c4} + S_{2.4} - S_{1.4} = 1010 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{4x} := T_{c4} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x_4) + S_{1.4} \cdot h_1 = 532 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

5. Rent moment

Moment om trykkarmering $M_{x5} := f_{sd} \cdot A_{ss} \cdot h_1 = 405 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

My-N diagram akse 12 topp

Betong info

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.4$ NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet $f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk $f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Tøyngingsgrense i bruddgrense $\varepsilon_{cu} := 0.0035$ NS 3473 Tabell A.5

Tøyningsgrense for rent trykk $\varepsilon_c := 0.00175$

E – modu $E_c := 24952 \frac{N}{mm^2}$

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk} := 480 \frac{N}{mm^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{N}{mm^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info søyle

Lengde på søyle fra fundament til UK bjelke $L_s := 17532 \text{ mm}$

Bredde i snitt $b := 350 \text{ mm}$

Dybde på søyle $h := 700 \text{ mm}$

Tyngdepunkt til armering fra OK $z_t := \frac{5 \cdot 55 \text{ mm} + 4 \cdot 105 \text{ mm} + 2 \cdot 160 \text{ mm} + 2 \cdot 215 \text{ mm}}{13} = 111.2 \cdot \text{mm}$

Effektiv tverrsnitt høyde $d := h - z_t = 588.8 \cdot \text{mm}$

Indre momentarm $h_1 := h - 2 \cdot z_t = 477.7 \cdot \text{mm}$

Strekkarmering $A_{SS} := 13 \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 4084 \cdot \text{mm}^2$ Alle jern i bøyle er tatt med, se tegning 151-11f

Symmetrisk armert søyle $A_{st} = A_{ss}$

1 Rent trykk.

Total lengdearmoring $A_{\text{stot}} := 30 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 9424.8 \cdot \text{mm}^2$ 30 stk Ø20

Trykk resultant i midtsnitt $T_{\text{c1}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot h = 3553 \cdot \text{kN}$

Trykk resultant i armering (symmetrisk armert) $T_{\text{s1}} := f_{\text{sd}} \cdot A_{\text{stot}} = 3619.1 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{1y} := T_{\text{c1}} + T_{\text{s1}} = 7172 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt $M_{1y} := 0$

2. Trykkbrudd i betong

Tøyning i armering side 1 $\varepsilon_{\text{s1}} := \frac{(z \cdot 0.0035)}{800\text{mm}} = 4.863 \times 10^{-4}$

$(\varepsilon_{\text{s1}} < \varepsilon_{\text{yd}})$ Ingen flytning i armeringslaget

Spenning i armering på side 1 $\sigma_{\text{sd}} := E_{\text{sk}} \cdot \varepsilon_{\text{s1}} = 97.26 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Trykkresultant i betong $T_{\text{c2}} := f_{\text{cd}} \cdot b \cdot 0.8 \cdot h = 2842 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 1 $S_1 := A_{\text{ss}} \cdot \sigma_{\text{sd}} = 397.2 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_2 := A_{\text{ss}} \cdot f_{\text{sd}} = 1568.3 \cdot \text{kN}$

Aksiell likevekt $N_{2y} := T_{\text{c2}} + S_1 + S_2 = 4807 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{2y} := T_{\text{c2}} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot h) + S_2 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right) - S_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right)$
 $M_{2y} = 479 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armering

Trykksonefaktor $\alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = \mathbf{0.646}$

Trykksonehøyde $x := \alpha \cdot d = \mathbf{0.38\text{ m}}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2} := \left(\frac{x - z_t}{x} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = \mathbf{2.477 \times 10^{-3}}$

$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c3} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x = \mathbf{1543.8 \cdot kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.3} := A_{ss} \cdot f_{sd} = \mathbf{1568.3 \cdot kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.3} := S_{1.3} = \mathbf{1568.3 \cdot kN}$

Aksiell likevekt $N_{3y} := T_{c3} + S_{2.3} - S_{1.3} = \mathbf{1544 \cdot kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{3y} := T_{c3} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x) + S_{1.3} \cdot h_1 = \mathbf{1055 \cdot kN \cdot m}$

4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering

Trykksonefakto $\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2\varepsilon_{yk}} = 0.422$

Trykksonehøyde $x_4 := \alpha_4 \cdot d = 0.248 \text{ m}$

Tøyning i trykkarmering $\varepsilon_{s2.4} := \left(\frac{x_4 - z_t}{x_4} \right) \cdot \varepsilon_{cu} = 1.933 \times 10^{-3}$

$\varepsilon_{s2.4} > \varepsilon_{yd}$ Trykkarmering flyter

Trykkresultant i betong $T_{c4} := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x_4 = 1008.1 \cdot \text{kN}$

Strekkresultant i armering side 1 $S_{1.4} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 1568.3 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant i armering side 2 $S_{2.4} := S_{1.4} = 1568.3 \cdot \text{kN}$

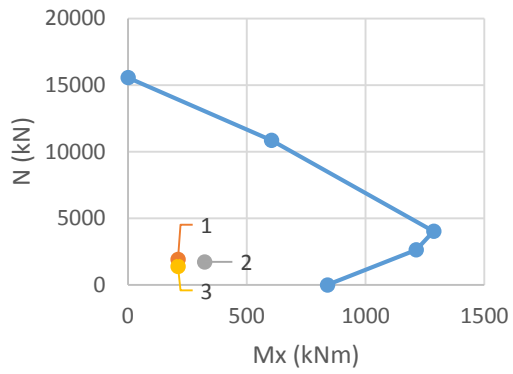
Aksiell likevekt $N_{4y} := T_{c4} + S_{2.4} - S_{1.4} = 1008 \cdot \text{kN}$

Moment likevekt om tyngdepunktakse $M_{4y} := T_{c4} \cdot (0.5 \cdot h - 0.4 \cdot x_4) + S_{1.4} \cdot h_1 = 1002 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

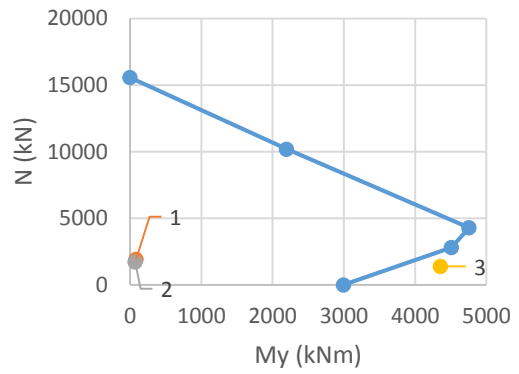
5. Rent moment

Moment om trykkarmering $M_{5y} := f_{sd} \cdot A_{ss} \cdot h_1 = 749 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

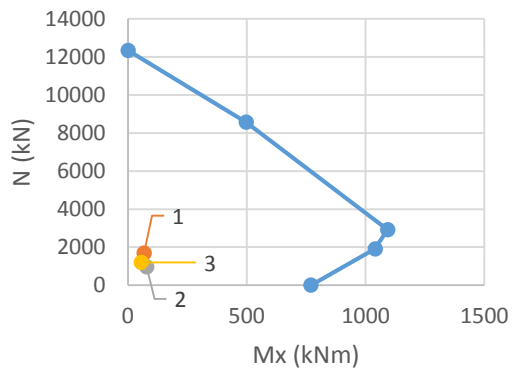
Mx-N diagram søyle i akse 9
bunn



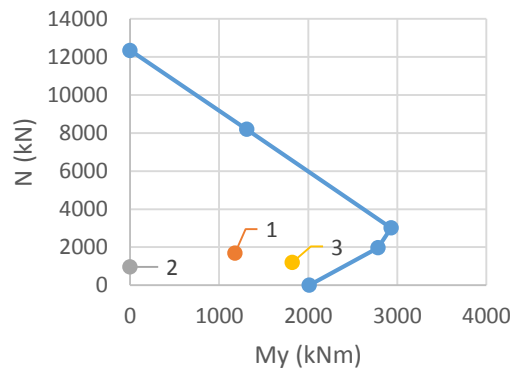
My-N diagram søyle i akse 9
bunn



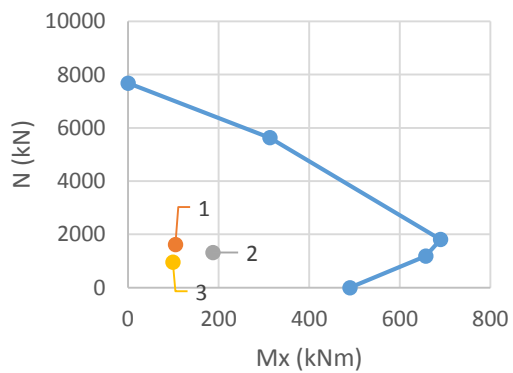
Mx-N diagram søyle i akse 9
midt



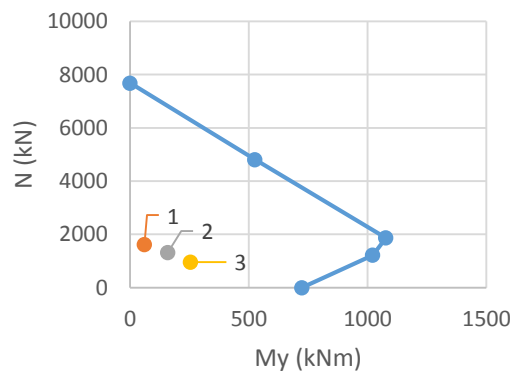
My-N diagram søyle i akse
9midt



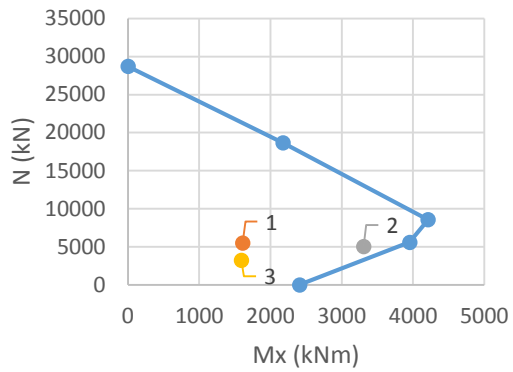
Mx-N diagram søyle i akse 9
topp



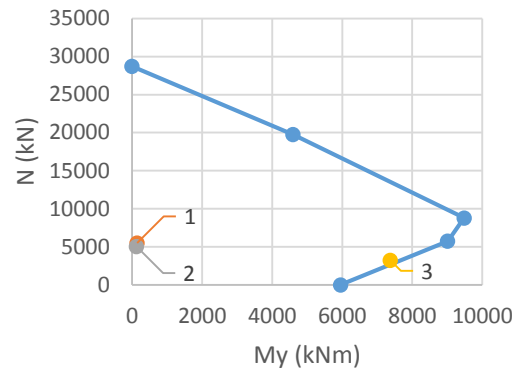
My-N diagram søyle i akse 9
topp



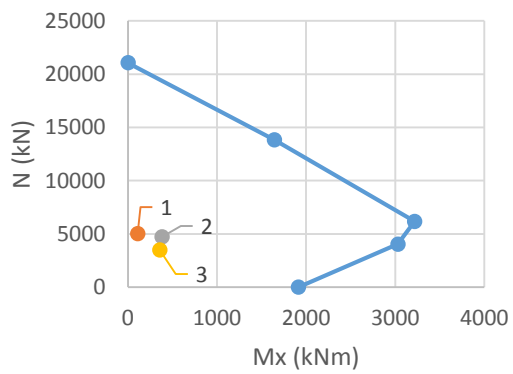
Mx-N diagram søyle i akse 10 bunn



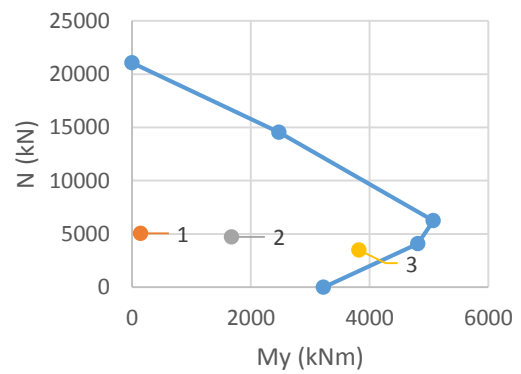
My-N diagram søyle i akse 10 bunn



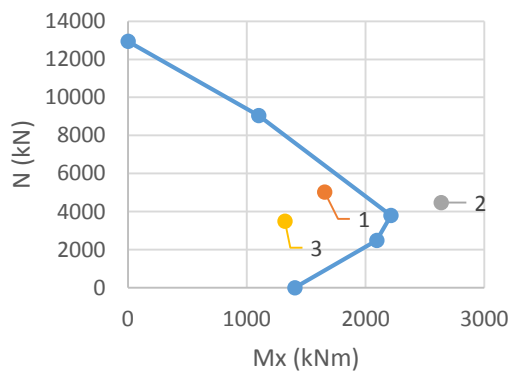
Mx-N diagram søyle i akse 10 midt



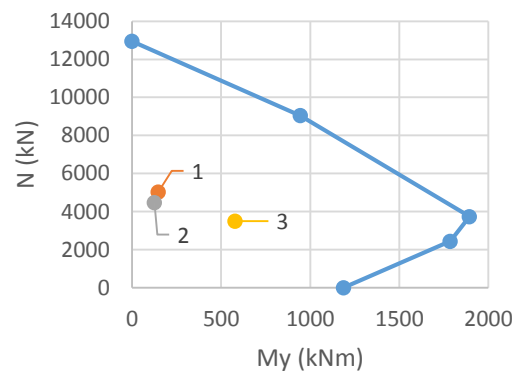
My-N diagram søyle i akse 10 midt



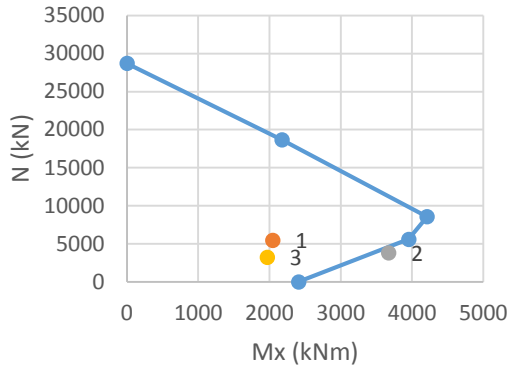
Mx-N diagram søyle i akse 10 topp



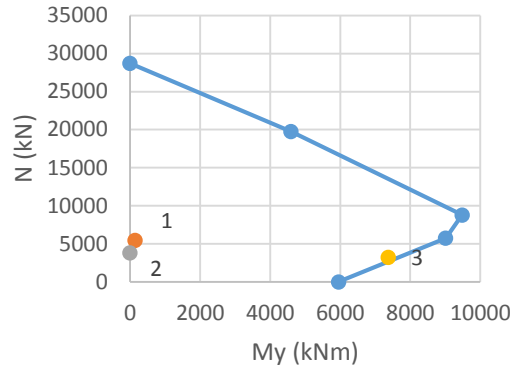
My-N diagram søyle i akse 10 topp



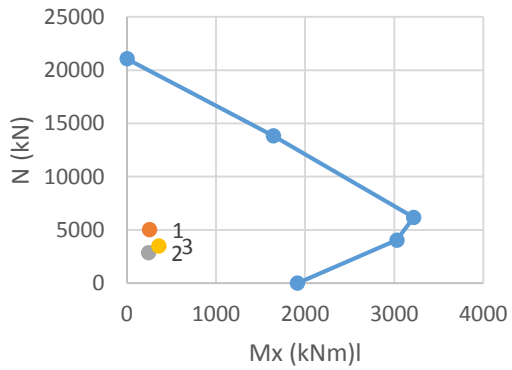
Mx-N diagram søyle i akse 11 bunn



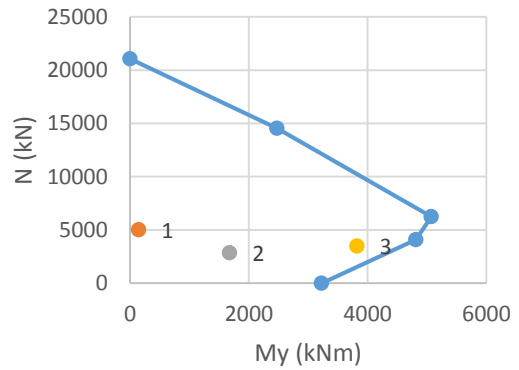
My-N diagram søyle i akse 11 bunn



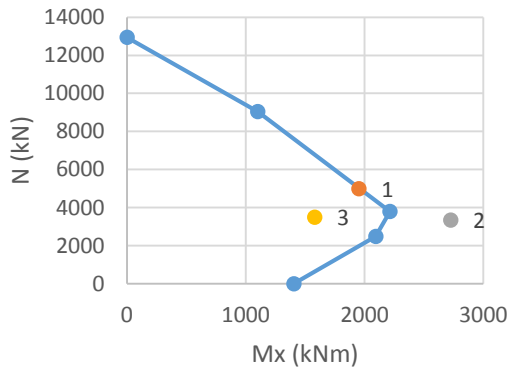
Mx-N diagram søyle i akse 11 midt



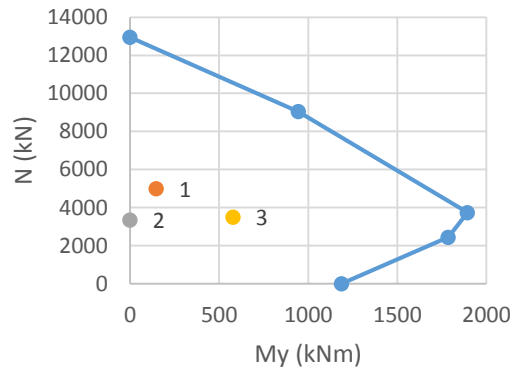
My-N diagram søyle i akse 11 midt



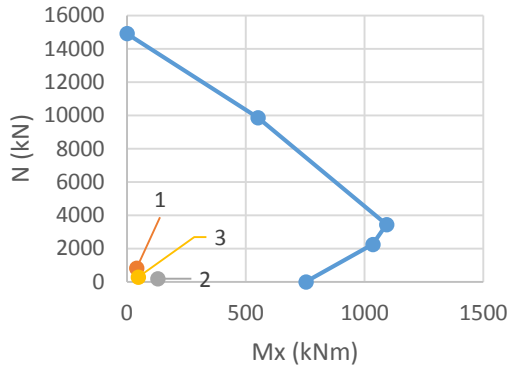
Mx-N diagram søyle i akse 11 topp



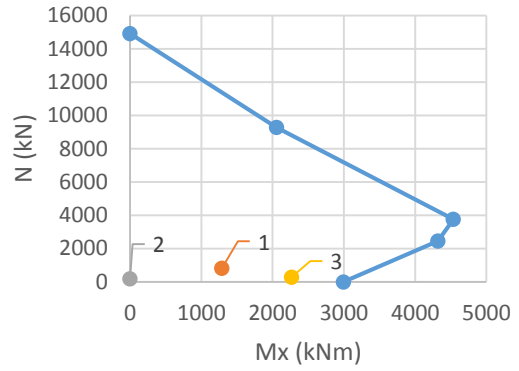
My-N diagram søyle i akse 11 topp



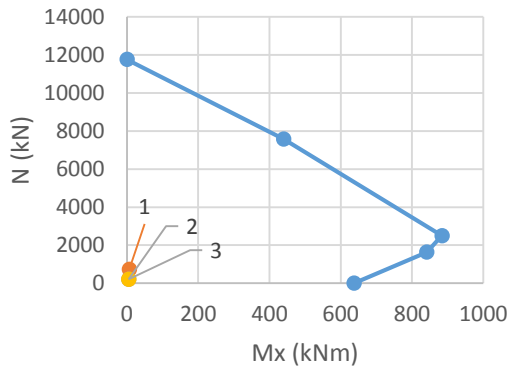
Mx-N diagram søyle i akse
12 bunn



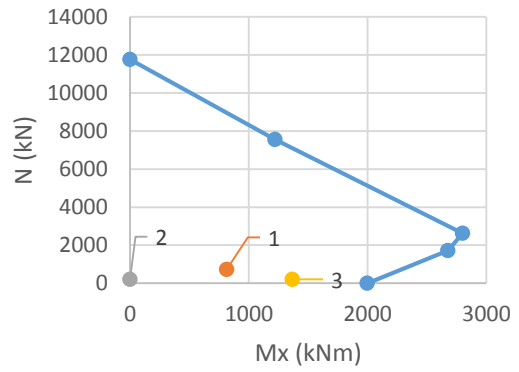
My-N diagram søyle i akse
12 bunn



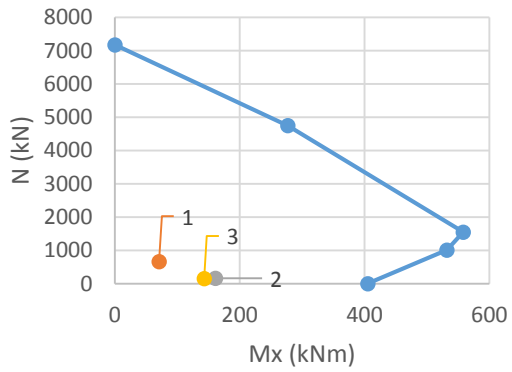
Mx-N diagram søyle i akse
12 midt



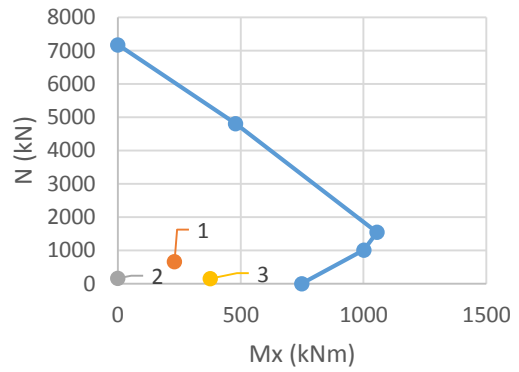
My-N diagram søyle i akse
12 midt



Mx-N diagram søyle i akse
12 topp



My-N diagram søyle i akse
12 topp



Knekk lengde akse 9 om x-aksen

Ytre krefter:

Aksialkraft $N_f := 1617.8 \text{ kN}$ Last fra Novaframe

Betong info

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.4$ NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet $f_{tk} := 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk $f_{tn} := 1.60 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ NS 3473 10.4.2

Tøyngingsgrense i bruddgrense $\epsilon_{cu} := 0.0035$ NS 3473 Tabell A.5

E – modul $E_c := 24952 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk} := 480 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modul $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info søyle

Lengde på søyle fra fundament til UK bjelke	$L_s := 17532 \text{ mm}$	
Bredde ved bunn søyle	$b_b := 1560 \text{ mm}$	
Bredde ved midten av søyle	$b_m := 1130 \text{ mm}$	
Bredde ved topp søyle	$b_t := 700 \text{ mm}$	
Bredde for kontroll av slankhet	$b := 987 \text{ mm}$	Ligger $1/3 \cdot L_s$ ned fra toppen
Dybde på søyle	$h := 400 \text{ mm}$	
Effektiv tverrsnitt høyde	$d := 345 \text{ mm}$	
Armering topp søyle	$A_{sxt} := 30\pi (10)^2 \text{ mm}^2 = 9425 \cdot \text{mm}^2$	30 stk Ø20 NS3473 12.2.4
Annet arealmoment bunn søyle om x-aksen (svak akse)	$I_{sbx} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b_b \cdot h^3 = 8.32 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$	
Annet arealmoment midt søyle om x-aksen (svak akse)	$I_{smx} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b_m \cdot h^3 = 6.027 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$	
Annet arealmoment topp søyle om x-aksen (svak akse)	$I_{stx} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b_t \cdot h^3 = 3.733 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$	
Annet arealmoment topp søyle om x-aksen (svak akse)	$I_{sx} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b \cdot h^3 = 5.264 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$	
Tverrsnittsareal av betongen i uopprikket tilstand bunn søyle	$A_{cb} := b_b \cdot h = 6.24 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$	
Tverrsnittsareal av betongen i uopprikket tilstand midten søyle	$A_{cm} := b_m \cdot h = 4.52 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$	
Tverrsnittsareal av betongen i uopprikket tilstand topp søyle	$A_{ct} := b_t \cdot h = 2.8 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$	

Tverrsnittsareal av betongen $A_c := b \cdot h = 3.948 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$
 i uopprisset tilstand ved
 i avstand $1/3L$ fra topp søyle

Treghetsradien bunn søyle $i_b := \sqrt{\left(\frac{I_{sbx}}{A_{cb}}\right)} = 115.47 \cdot \text{mm}$

Treghetsradien midten søyle $i_m := \sqrt{\left(\frac{I_{smx}}{A_{cm}}\right)} = 115.47 \cdot \text{mm}$

Treghetsradien midten søyle $i_t := \sqrt{\left(\frac{I_{stx}}{A_{ct}}\right)} = 115.47 \cdot \text{mm}$

Treghetsradien blir lik for alle snitt nedover

Krav til søyler

Minste tverrsnitts areal $A_{cmin} := 40000 \text{mm}^2$ NS3473 18.4

Minste tverrmål for
 armerte søyler $h_{min} := 150 \text{mm}$ NS3473 18.4

Minimum tverrsnittsareal av lengdearming

$A_{smin} := \max\left(0.01A_{cb}, 0.2 \cdot A_{cb} \cdot \frac{f_{cn}}{f_{sk}}\right) = 6240 \cdot \text{mm}^2$ NS3473 18.4

Minimum diameter på
 Lengdearming $\emptyset_{min} := 10 \text{mm}$ NS3473 18.4

Senteravstand for bøyer $S_b := \max(15 \cdot 20 \text{mm}) = 300 \cdot \text{mm}$ NS3473 18.4

Kontroll: Alle krav er oppfylt.

Tverrsnitts info bjelke

Total bredde $b := 4800\text{mm}$

Bredde på steg $b_w := 700\text{mm}$

Tykkelse på flense $h_f := 165\text{mm}$

Høyde for tverrsnitt akse 8-9 $h := 1100\text{mm}$

Gjennomsnittshøyde for tverrsnitt akse 9-10 $h_m := 1640\text{mm}$

Effektiv bredde av flens en side $b_{\text{eff}1} := \min(b, 0.1 \cdot 0.7 \cdot 22\text{m}, 8 \cdot h_f) = 1320 \cdot \text{mm}$ NS 3473 9.5

Effektiv bredde av tverrsnitt $b_{\text{eff}} := 2 \cdot b_{\text{eff}1} + b_w = 3340 \cdot \text{mm}$ NS 3473 9.5

Lengde på bjelke $L_b := 22000\text{mm}$

Tyngdepunkt i uopprisset betongtverrsnitt akse 8-9 $z_{t1} := \frac{\left[2b_{\text{eff}} \cdot h_f \cdot \left(h - \frac{h_f}{2} \right) + b_w \cdot h \cdot \frac{h}{2} \right]}{(b_w \cdot h + 2b_{\text{eff}} \cdot h_f)} = 825 \cdot \text{mm}$

Annet arealmoment for uopprisset betong mellom akse 8-9

$$I_{b1} := \left[\frac{(b_w \cdot h^3)}{12} \right] + b_w \cdot z_{t1} \cdot \left(\frac{z_{t1}}{2} \right)^2 + \left[\frac{(2b_{\text{eff}} \cdot h^3)}{12} \right] + b_w \cdot (h - z_{t1}) \cdot \left[\frac{(h - z_{t1})^2}{2} \right] + 2 \cdot (b_{\text{eff}} \cdot h_f) \cdot \left(h - z_{t1} - \frac{h_f}{2} \right)^2$$
$$I_{b1} = 9.613 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

Tyngdepunkt i uopprisset betongtverrsnitt akse 9-10 $z_{t2} := \frac{\left[2b_{\text{eff}} \cdot h_f \cdot \left(h_m - \frac{h_f}{2} \right) + b_w \cdot h_m \cdot \frac{h_m}{2} \right]}{(b_w \cdot h_m + 2b_{\text{eff}} \cdot h_f)} = 1181 \cdot \text{mm}$

Annet arealmoment for uopprisset betong mellom akse 9-10

$$I_{b2} := \left[\frac{(b_w \cdot h_m^3)}{12} \right] + b_w \cdot zt2 \cdot \left(\frac{zt2}{2} \right)^2 + \left[\frac{(2b_{\text{eff}} \cdot h^3)}{12} \right] + b_w \cdot (h - zt2) \cdot \left[\frac{(h - zt2)}{2} \right]^2 + 2 \cdot (b_{\text{eff}} \cdot h_f) \cdot \left(h - zt2 - \frac{h_f}{2} \right)^2$$

$$I_{b2} = 1.316 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

Uforskyvelig ramme

Uforskyvelige ender

$$S_s := 4.8$$

Rotasjonsinnspennings –
grad ved søyletopp
(ved konstant tverrsnitt
med b=700mm og h=400)

$$R_{Bt} := \frac{\frac{4 \cdot (E_c \cdot I_{b1} + E_c \cdot I_{b2})}{L_b}}{\left[\frac{4 \cdot (E_c \cdot I_{b1} + E_c \cdot I_{b2})}{L_b} \right] + \left(\frac{S_s \cdot E_c \cdot I_{stx}}{L_s} \right)} = 0.99754$$

Rotasjonsinnspennings –
grad ved søyletopp
(ved konstant tverrsnitt
med b=1130mm og h=400)

$$R_{Bm} := \frac{\frac{4 \cdot (E_c \cdot I_{b1} + E_c \cdot I_{b2})}{L_b}}{\left[\frac{4 \cdot (E_c \cdot I_{b1} + E_c \cdot I_{b2})}{L_b} \right] + \left(\frac{S_s \cdot E_c \cdot I_{smx}}{L_s} \right)} = 0.99603$$

Rotasjonsinnspennings –
grad ved søyletopp
(ved konstant tverrsnitt
med b=1560mm og h=400)

$$R_{Bb} := \frac{\frac{4 \cdot (E_c \cdot I_{b1} + E_c \cdot I_{b2})}{L_b}}{\left[\frac{4 \cdot (E_c \cdot I_{b1} + E_c \cdot I_{b2})}{L_b} \right] + \left(\frac{S_s \cdot E_c \cdot I_{sbx}}{L_s} \right)} = 0.99453$$

Det er valgt den største rotasjoninnspenningen for å gi det største momentet.

Rotasjonsinnspennings –
grad ved søylebunn

$$R_A := 1.0$$

NS3473 A.12.2

$$R_{\min} := \min(R_{Bt}, R_A) = 0.998$$

$$R_{\max} := \max(R_{Bt}, R_A) = 1$$

$$\beta := \frac{2}{2 + 1.1 \cdot R_{\min} + 0.9 \cdot R_{\max}} = 0.5003$$

Knekk lengde

$$L_e := \beta \cdot L_s = 8.772 \text{ m}$$

Geometriske slankhet

$$\lambda := \frac{L_e}{i_t} = 75.967$$

Gir samme $i_t = i_m = i_b$

$$\eta_f := \frac{N_f}{(f_{cd} \cdot A_c)} = 0.283$$

$$\omega_t := \frac{A_{sxt} \cdot f_{sd}}{f_{cd} \cdot A_{ct}} = 0.891$$

Lastavhengig slankhet

$$\lambda_N := \lambda \cdot \sqrt{\frac{\eta_f}{(1 + 4 \cdot \omega_t)}} = 18.9$$

$$\lambda_{\max} := 80 \cdot \sqrt{1 + 4 \cdot \omega_t} = 170.9 \quad \text{NS3473 12.2.4}$$

Kontroll

$$\lambda < \lambda_{\max} \quad \text{OK}$$

$$\lambda_N < 45 \quad \text{OK} \quad \text{NS3473 12.2.4}$$

Grenseverdi for λ_N med
tverrlast

$$\lambda_{N,\text{lim}} := 10 \quad \text{NS3473 12.2.5}$$

Kontroll

$$\lambda_N > \lambda_{N,\text{lim}} \quad \text{Må derfor ha med 2. ordens moment.$$

Knekk lengde akse 9 om y-aksen

Ytre krefter:

Aksialkraft $N_f := 1617.8 \text{ kN}$ Last fra Novaframe

Betong info

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.4$ NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet $f_{tk} := 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk $f_{tn} := 1.60 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ NS 3473 10.4.2

Tøyngingsgrense i bruddgrense $\varepsilon_{cu} := 0.0035$ NS 3473 Tabell A.5

E – modu $E_c := 24952 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk} := 480 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$\gamma_s := 1.25$

Sikkerhetsfaktor

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info søyle

Lengde på søyle fra fundament til UK bjelke $L_s := 17532 \text{ mm}$

Bredde ved bunn søyle $b_b := 1560 \text{ mm}$

Bredde ved midten av søyle $b_m := 1130 \text{ mm}$

Bredde ved topp søyle $b_t := 700 \text{ mm}$

Bredde for kontroll av slankhet $b := 987 \text{ mm}$ Ligger $1/3 \cdot L_s$ ned fra toppen

Dybde på søyle $h := 400 \text{ mm}$

Effektiv tverrsnitt høyde $d := 345 \text{ mm}$

Armering topp søyle $A_{Sxt} := 48\pi (10)^2 \text{ mm}^2 = 15080 \cdot \text{mm}^2$ 48 stk Ø20
NS3473 12.2.4

Annet arealmoment bunn søyle om y-aksen $I_{sby} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b_b^3 \cdot h = 1.265 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$

Annet arealmoment midt søyle om y-aksen $I_{smy} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b_m^3 \cdot h = 4.81 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$

Annet arealmoment topp søyle om y-aksen $I_{sty} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b_t^3 \cdot h = 1.143 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$

Annet arealmoment topp søyle om y-aksen $I_{sy} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b^3 \cdot h = 3.205 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$

Tverrsnittsareal av betongen i uopprikket tilstand bunn søyle $A_{cb} := b_b \cdot h = 6.24 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$

Tverrsnittsareal av betongen i uopprikket tilstand midten søyle $A_{cm} := b_m \cdot h = 4.52 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$

Tverrsnittsareal av betongen i uopprikket tilstand topp søyle $A_{ct} := b_t \cdot h = 2.8 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$

Tverrsnittsareal av betongen $A_c := b \cdot h = 3.948 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$
 i uopprisset tilstand ved
 i avstand 1/3L fra topp søyle

Treghetsradien bunn søyle $i_b := \sqrt{\left(\frac{I_{sby}}{A_{cb}}\right)} = 450.333 \cdot \text{mm}$

Treghetsradien midten søyle $i_m := \sqrt{\left(\frac{I_{smy}}{A_{cm}}\right)} = 326.203 \cdot \text{mm}$

Treghetsradien midten søyle $i_t := \sqrt{\left(\frac{I_{sty}}{A_{ct}}\right)} = 202.073 \cdot \text{mm}$

Treghetsradien 1/3L fra topp $i := \sqrt{\left(\frac{I_{sy}}{A_{ct}}\right)} = 338.327 \cdot \text{mm}$

Krav til søyler

Minste tverrsnittsareal $A_{cmin} := 40000 \text{mm}^2$ NS3473 18.4

Minste tverrmål for armerte søyler $h_{min} := 150 \text{mm}$ NS3473 18.4

Minimum tverrsnittsareal av lengdearmring

$A_{smin} := \max\left(0.01A_{cb}, 0.2 \cdot A_{cb} \cdot \frac{f_{cn}}{f_{sk}}\right) = 6240 \cdot \text{mm}^2$ NS3473 18.4

Minimum diameter på lengdearmring $\emptyset_{min} := 10 \text{mm}$ NS3473 18.4

Senteravstand for bøyer $S_b := \max(15 \cdot 20 \text{mm}) = 300 \cdot \text{mm}$ NS3473 18.4

Kontroll: Alle krav er oppfylt.

Rotasjonsinnspennings –
grad ved søylebunn

$$R_B := 1.0$$

NS3473 A.12.2

Knekk lengde

$$L_e := 2 \cdot L_s = 35.064 \text{ m}$$

Geometriske slankhet

$$\lambda := \frac{L_e}{i} = 103.64$$

$$\eta_f := \frac{N_f}{(f_{cd} \cdot A_c)} = 0.283$$

$$\omega_t := \frac{A_{sxt} \cdot f_{sd}}{f_{cd} \cdot A_{ct}} = 1.426$$

Lastavhengig slankhet

$$\lambda_N := \lambda \cdot \sqrt{\frac{\eta_f}{(1 + 4 \cdot \omega_t)}} = 21.277$$

$$\lambda_{maks} := 80 \cdot \sqrt{1 + 4 \cdot \omega_t} = 207.152$$

NS3473 12.2.4

Kontroll

$$\lambda < 207.152 \quad \text{OK}$$

$$\lambda_N < 45 \quad \text{OK}$$

NS3473 12.2.4

Grenseverdi for λ_N med
tverrlast

$$\lambda_{N.lim} := 10$$

NS3473 12.2.5

Kontroll

$$\lambda_N > \lambda_{N.lim}$$

Må derfor ha med 2. ordens
momenter.

Kneklengde akse 10 om x-aksen

Ytre krefter:

Aksialkraft $N_f := 4735.1 \text{ kN}$

Last fra topp søyle hentet fra NovaFrame

Betong info

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.4$

NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet $f_{tk} := 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk $f_{tn} := 1.60 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

NS 3473 10.4.2

Tøyngingsgrense i bruddgrense $\epsilon_{cu} := 0.0035$

NS 3473 Tabell A.5

E – modu $E_c := 24952 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk} := 480 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$\gamma_s := 1.25$

Sikkerhetsfaktor

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info søyle

Lengde på søyle fra fundament til UK bjelke $L_s := 17167 \text{ mm}$

Bredde ved bunn søyle $b_b := 1560 \text{ mm}$

Bredde ved midten av søyle $b_m := 1130 \text{ mm}$

Bredde ved topp søyle $b_t := 700 \text{ mm}$

Bredde for kontroll av slankhet $b := 987 \text{ mm}$ Ligger $1/3 \cdot L_s$ ned fra toppen

Dybde på søyle $h := 800 \text{ mm}$

Annet arealmoment bunn søyle om x-aksen $I_{sbx} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b_b \cdot h^3 = 6.656 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$

Annet arealmoment midt søyle om x-aksen $I_{smx} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b_m \cdot h^3 = 4.821 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$

Annet arealmoment topp søyle om x-aksen $I_{stx} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b_t \cdot h^3 = 2.987 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$

Annet arealmoment $1/3L_s$ fra topp søyle $I_{sx} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b \cdot h^3 = 4.211 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$

Tverrsnittsareal av betongen i uopprikket tilstand bunn søyle $A_{cb} := b_b \cdot h = 1.248 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$

Tverrsnittsareal av betongen i uopprikket tilstand midten søyle $A_{cm} := b_m \cdot h = 9.04 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$

Tverrsnittsareal av betongen i uopprikket tilstand topp søyle $A_{ct} := b_t \cdot h = 5.6 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$

Tverrsnittsareal av betongen i uopprikket tilstand ved i avstand $1/3L$ fra topp søyle $A_c := b \cdot h = 7.896 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$

Treghetsradien bunn søyle $i_b := \sqrt{\left(\frac{I_{sbx}}{A_{cb}}\right)} = 230.94 \cdot \text{mrr}$

Treghetsradien midten søyle $i_m := \sqrt{\left(\frac{I_{smx}}{A_{cm}}\right)} = 230.94 \cdot \text{mrr}$

Treghetsradien midten søyle $i_t := \sqrt{\left(\frac{I_{stx}}{A_{ct}}\right)} = 230.94 \cdot \text{mrr}$

Treghetsradien blir lik for alle snitt

Krav til søyler

Minste tverrsnittsareal $A_{cmin} := 40000 \text{mm}^2$ NS3473 18.4

Minste tverrmål for armerte søyler $h_{min} := 150 \text{mrr}$ NS3473 18.4

Minimum tverrsnittsareal av lengdearmring

$A_{smin} := \max\left(0.01A_{cb}, 0.2 \cdot A_{cb} \cdot \frac{f_{cn}}{f_{sk}}\right) = 12480 \cdot \text{mm}^2$ NS3473 18.4

Minimum diameter på lengdearmring $\emptyset_{min} := 10 \text{mrr}$ NS3473 18.4

Senteravstand for bøyler $S_b := \max(15 \cdot 20 \text{m}) = 300 \cdot \text{mrr}$ NS3473 18.4

Kontroll: Alle krav er oppfylt.

Tverrsnitts info bjelke

Total bredde $b := 4800\text{mm}$

Bredde på steg $b_w := 700\text{mm}$

Tykkelse på flense $h_f := 165\text{mm}$

Høyde for tverrsnitt akse 9-10 $h := 1640\text{mm}$

Gjennomsnittshøyde for tverrsnitt akse 10-11 $h_m := 1665\text{mm}$

Effektiv bredde av flens en side $b_{\text{eff}1} := \min(b, 0.1 \cdot 0.7 \cdot 22\text{m}, 8 \cdot h_f) = 1320 \cdot \text{mm}$ NS 3473 9.5

Effektiv bredde av tverrsnitt $b_{\text{eff}} := 2 \cdot b_{\text{eff}1} + b_w = 3340 \cdot \text{mm}$ NS 3473 9.5

Lengde på bjelke i akse 9-10 $L_{b1} := 22000\text{mm}$

Lengde på bjelke i akse 10-11 $L_{b2} := 40000\text{mm}$

Tyngdepunkt i uopprisset betongtverrsnitt akse 9-10 $z_{t1} := \frac{\left[2b_{\text{eff}} \cdot h_f \cdot \left(h - \frac{h_f}{2} \right) + b_w \cdot h \cdot \frac{h}{2} \right]}{(b_w \cdot h + 2b_{\text{eff}} \cdot h_f)} = 1181 \cdot \text{mm}$

Annet arealmoment for uopprisset betong mellom akse 9-10

$$I_{b1} := \left[\frac{(b_w \cdot h^3)}{12} \right] + b_w \cdot z_{t1} \cdot \left(\frac{z_{t1}}{2} \right)^2 + \left[\frac{(2b_{\text{eff}} \cdot h^3)}{12} \right] + b_w \cdot (h - z_{t1}) \cdot \left[\frac{(h - z_{t1})}{2} \right]^2 + 2 \cdot (b_{\text{eff}} \cdot h_f) \cdot \left(h - z_{t1} - \frac{h_f}{2} \right)^2$$

$$I_{b1} = 3.174 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

Tyngdepunkt i uopprisset betongtverrsnitt akse 9-10 $z_{t2} := \frac{\left[2b_{\text{eff}} \cdot h_f \cdot \left(h_m - \frac{h_f}{2} \right) + b_w \cdot h_m \cdot \frac{h_m}{2} \right]}{(b_w \cdot h_m + 2b_{\text{eff}} \cdot h_f)} = 1197 \cdot \text{mm}$

Annet arealmoment for uopprisset betong mellom akse 10-11

$$I_{b2} := \left[\frac{(b_w \cdot h_m^3)}{12} \right] + b_w \cdot zt2 \cdot \left(\frac{zt2}{2} \right)^2 + \left[\frac{(2b_{\text{eff}} \cdot h^3)}{12} \right] + b_w \cdot (h - zt2) \cdot \left[\frac{(h - zt2)}{2} \right]^2 + 2 \cdot (b_{\text{eff}} \cdot h_f) \cdot \left(h - zt2 - \frac{h_f}{2} \right)^2$$

$$I_{b2} = 3.183 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

Uforskyvelig ramme

Uforskyvelige ender

$$S_s := 4.8$$

Rotasjonsinnspennings –
grad ved søyletopp
(ved konstant tverrsnitt med
b=700mm og h=400)

$$R_{At} := \frac{\frac{4 \cdot E_c \cdot I_{b1}}{L_{b1}} + \frac{(4 E_c \cdot I_{b2})}{L_{b2}}}{\left[\frac{4 \cdot E_c \cdot I_{b1}}{L_{b1}} + \frac{(4 E_c \cdot I_{b2})}{L_{b2}} \right] + \left(\frac{S_s \cdot E_c \cdot I_{stx}}{L_s} \right)} = 0.99076$$

Rotasjonsinnspennings –
grad ved søyletopp
(ved konstant tverrsnitt
med b=1130mm og h=400)

$$R_{Am} := \frac{\frac{4 \cdot E_c \cdot I_{b1}}{L_{b1}} + \frac{(4 E_c \cdot I_{b2})}{L_{b2}}}{\left[\frac{4 \cdot E_c \cdot I_{b1}}{L_{b1}} + \frac{(4 E_c \cdot I_{b2})}{L_{b2}} \right] + \left(\frac{S_s \cdot E_c \cdot I_{smx}}{L_s} \right)} = 0.98517$$

Rotasjonsinnspennings –
grad ved søyletopp
(ved konstant tverrsnitt
med b=1560mm og h=400)

$$R_{Ab} := \frac{\frac{4 \cdot E_c \cdot I_{b1}}{L_{b1}} + \frac{(4 E_c \cdot I_{b2})}{L_{b2}}}{\left[\frac{4 \cdot E_c \cdot I_{b1}}{L_{b1}} + \frac{(4 E_c \cdot I_{b2})}{L_{b2}} \right] + \left(\frac{S_s \cdot E_c \cdot I_{sbx}}{L_s} \right)} = 0.97964$$

Det er valgt den største rotasjoninnspenningen for å gi det verste momentet.

Rotasjonsinnspennings –
grad ved søylebunn

$$R_B := 1.0$$

NS3473 A.12.2

$$R_{\min} := \min(R_{At}, R_B) = 0.991$$

$$R_{\max} := \max(R_{At}, R_B) = 1$$

$$\beta := \frac{2}{2 + 1.1 \cdot R_{\min} + 0.9 \cdot R_{\max}} = 0.5$$

Knekk lengde

$$L_e := \beta \cdot L_S = 8.605 \text{ m}$$

Geometriske slankhet

$$\lambda := \frac{L_e}{i_t} = 37.262$$

Gir samme $i_t = i_m = i_b$

$$\eta_f := \frac{N_f}{(f_{cd} \cdot A_c)} = 0.414$$

Armeringsmengde på topp søyle

$$A_{sxt} := 40 \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 1.257 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$\omega_t := \frac{A_{sxt} \cdot f_{sd}}{f_{cd} \cdot A_{ct}} = 0.594$$

Lastavhengig slankhet

$$\lambda_N := \lambda \cdot \sqrt{\frac{\eta_f}{(1 + 4 \cdot \omega_t)}} = 13.04$$

$$\lambda_{\max} := 80 \cdot \sqrt{1 + 4 \cdot \omega_t} = 147.015 \quad \text{NS3473 12.2.4}$$

Kontroll

$$\lambda < 207.152 \quad \text{OK}$$

$$\lambda_N < 45 \quad \text{OK} \quad \text{NS3473 12.2.4}$$

Grenseverdi for λ_N med tverrlast

$$\lambda_{N,\text{lim}} := 10 \quad \text{NS3473 12.2.5}$$

Kontroll

$$\lambda_N > \lambda_{N,\text{lim}} \quad \text{Må derfor ha med 2. ordens momenter.}$$

Knekk lengde akse 10 om y-aksen

Ytre krefter:

Aksialkraft $N_f := 4735.1 \text{ kN}$

Last fra topp søyle hentet fra Novaframe

Betong info

Betong kvalitet B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong $\gamma_c := 1.4$

NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet $f_{tk} := 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk $f_{tn} := 1.60 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

NS 3473 10.4.2

Tøyngingsgrense i bruddgrense $\epsilon_{cu} := 0.0035$

NS 3473 Tabell A.5

E – modu $E_c := 24952 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk} := 480 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_s := 1.25$

E – modu $E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Dimensjonerende flytespenning $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info søyle

Lengde på søyle fra fundament til UK bjelke $L_s := 17167 \text{ mm}$

Bredde ved bunn søyle $b_b := 1560 \text{ mm}$

Bredde ved midten av søyle $b_m := 1130 \text{ mm}$

Bredde ved topp søyle $b_t := 700 \text{ mm}$

Bredde for kontroll av slankhet $b := 987 \text{ mm}$ Ligger $1/3 \cdot L_s$ ned fra toppen

Dybde på søyle $h := 800 \text{ mm}$

Annet arealmoment bunn søyle om y-aksen $I_{sby} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b_b^3 \cdot h = 2.531 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$

Annet arealmoment midt søyle om y-aksen $I_{smy} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b_m^3 \cdot h = 9.619 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$

Annet arealmoment topp søyle om y-aksen $I_{sty} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b_t^3 \cdot h = 2.287 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$

Annet arealmoment $1/3 \cdot L_s$ fra søyletopp om y-aksen $I_{sy} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b^3 \cdot h = 6.41 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$

Tverrsnittsareal av betongen i uopprisset tilstand bunn søyle $A_{cb} := b_b \cdot h = 1.248 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$

Tverrsnittsareal av betongen i uopprisset tilstand midten søyle $A_{cm} := b_m \cdot h = 9.04 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$

Tverrsnittsareal av betongen i uopprisset tilstand topp søyle $A_{ct} := b_t \cdot h = 5.6 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$

Tverrsnittsareal av betongen i uopprisset tilstand ved i avstand $1/3L$ fra topp søyle $A_c := b \cdot h = 7.896 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$

Treghetsradien bunn søyle $i_b := \sqrt{\left(\frac{I_{sby}}{A_{cb}}\right)} = 450.333 \cdot \text{mm}$

Treghetsradien midten søyle $i_m := \sqrt{\left(\frac{I_{smy}}{A_{cm}}\right)} = 326.203 \cdot \text{mm}$

Treghetsradien midten søyle $i_t := \sqrt{\left(\frac{I_{sty}}{A_{ct}}\right)} = 202.073 \cdot \text{mm}$

Treghetsradien 1/3*L fra søyle topp $i := \sqrt{\left(\frac{I_{sy}}{A_{ct}}\right)} = 338.327 \cdot \text{mm}$

Krav til søyler

Minste tverrsnittsareal $A_{cmin} := 40000 \text{mm}^2$ NS3473 18.4

Minste tverrmål for armerte søyler $h_{min} := 150 \text{mm}$ NS3473 18.4

Minimum tverrsnittsareal av lengdearmering

$A_{smin} := \max\left(0.01A_{cb}, 0.2 \cdot A_{cb} \cdot \frac{f_{cn}}{f_{sk}}\right) = 12480 \cdot \text{mm}^2$ NS3473 18.4

Minimum diameter på lengdearmering $\emptyset_{min} := 10 \text{mm}$ NS3473 18.4

Senteravstand for bøyer $S_b := \max(15 \cdot 20 \text{mm}) = 300 \cdot \text{mm}$ NS3473 18.4

Kontroll: Alle krav er oppfylt.

Rotasjonsinnspennings –
grad ved søylebunn

$$R_B := 1.0$$

NS3473 A.12.2

Knekk lengde

$$L_e := 2 \cdot L_s = 34.334 \text{ m}$$

Geometriske slankhet

$$\lambda := \frac{L_e}{i} = 101.482$$

$$\eta_f := \frac{N_f}{(f_{cd} \cdot A_c)} = 0.414$$

Armering på i topp

$$A_{sxt} := 40 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 1.257 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$\omega_t := \frac{A_{sxt} \cdot f_{sd}}{f_{cd} \cdot A_{ct}} = 0.594$$

Lastavhengig slankhet

$$\lambda_N := \lambda \cdot \sqrt{\frac{\eta_f}{(1 + 4 \cdot \omega_t)}} = 35.514$$

$$\lambda_{maks} := 80 \cdot \sqrt{1 + 4 \cdot \omega_t} = 147.015$$

NS3473 12.2.4

Kontroll

$$\lambda < 207.152 \quad \text{OK}$$

$$\lambda_N < 45 \quad \text{OK}$$

NS3473 12.2.4

Grenseverdi for λ_N med
tverrlast

$$\lambda_{N.lim} := 10$$

NS3473 12.2.5

Kontroll

$$\lambda_N > \lambda_{N.lim}$$

Må derfor ha med 2. ordens
momenter.

Knekk lengde akse 12 om x-aksen

Ytre krefter:

Aksialkraft

$$N_f := 661.4 \text{ kN}$$

Last fra topp hentet fra Novaframe

Betong info

Betong kvalitet

B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong

$$\gamma_c := 1.4$$

NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk $f_{cn} := 20.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet

$$f_{tk} := 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk

$$f_{tn} := 1.60 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

NS 3473 10.4.2

Tøyngingsgrense i bruddgrense

$$\varepsilon_{cu} := 0.0035$$

NS 3473 Tabell A.5

E – modu

$$E_c := 24952 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning $f_{sk} := 480 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Sikkerhetsfaktor

$$\gamma_s := 1.25$$

E – modu

$$E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende flytespenning

$$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning $\varepsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Flytetøyning for armeringsstål $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt info søyle

Lengde på søyle fra fundament til UK bjelke $L_s := 17532 \text{ mm}$

Bredde ved bunn søyle $b_b := 1560 \text{ mm}$

Bredde ved midten av søyle $b_m := 1130 \text{ mm}$

Bredde ved topp søyle $b_t := 700 \text{ mm}$

Bredde for kontroll av slankhet $b := 987 \text{ mm}$ Ligger $1/3 \cdot L_s$ ned fra toppen

Dybde på søyle $h := 800 \text{ mm}$

Effektiv tverrsnitt høyde $d := 745 \text{ mm}$

Annet arealmoment bunn søyle om x-aksen (svak akse) $I_{sbx} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b_b \cdot h^3 = 6.656 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$

Annet arealmoment midt søyle om x-aksen (svak akse) $I_{smx} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b_m \cdot h^3 = 4.821 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$

Annet arealmoment topp søyle om x-aksen (svak akse) $I_{stx} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b_t \cdot h^3 = 2.987 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$

Annet arealmoment $1/3 \cdot L_s$ fra topp om x-aksen (svak akse) $I_{sx} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b \cdot h^3 = 4.211 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$

Tverrsnittsareal av betongen i uopprisset tilstand bunn søyle $A_{cb} := b_b \cdot h = 1.248 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$

Tverrsnittsareal av betongen i uopprisset tilstand midten søyle $A_{cm} := b_m \cdot h = 9.04 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$

Tverrsnittsareal av betongen $A_{ct} := b_t \cdot h = 5.6 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$
i uopprikket tilstand topp søyle

Tverrsnittsareal av betongen $A_c := b \cdot h = 7.896 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$
i uopprikket tilstand ved
i avstand $1/3L$ fra topp søyle

Tregghetsradien bunn søyle $i_b := \sqrt{\left(\frac{I_{sbx}}{A_{cb}}\right)} = 230.94 \cdot \text{mm}$

Tregghetsradien midten søyle $i_m := \sqrt{\left(\frac{I_{smx}}{A_{cm}}\right)} = 230.94 \cdot \text{mm}$

Tregghetsradien midten søyle $i_t := \sqrt{\left(\frac{I_{stx}}{A_{ct}}\right)} = 230.94 \cdot \text{mm}$

Tregghetsradien blir lik for alle snitt nedover

Krav til søyler

Minste tverrsnittsareal $A_{cmin} := 40000 \text{mm}^2$ NS3473 18.4

Minste tverrmål for armerte søyler $h_{min} := 150 \text{mm}$ NS3473 18.4

Minimum tverrsnittsareal av lengdearmring

$A_{smin} := \max\left(0.01A_{cb}, 0.2 \cdot A_{cb} \cdot \frac{f_{cn}}{f_{sk}}\right) = 12480 \cdot \text{mm}^2$ NS3473 18.4

Minimum diameter på lengdearmring $\emptyset_{min} := 10 \text{mm}$ NS3473 18.4

Senteravstand for bøyer $S_b := \max(15 \cdot 20 \text{mm}) = 300 \cdot \text{mm}$ NS3473 18.4

Kontroll: Alle krav er oppfylt.

Tverrsnitts info bjelke

Total bredde $b := 4800\text{mm}$

Bredde på steg $b_w := 700\text{mm}$

Tykkelse på flense $h_f := 165\text{mm}$

Gjennomsnittshøyde for tverrsnitt akse 11-12 $h := 1640\text{mm}$

Effektiv bredde av flens en side $b_{\text{eff}1} := \min(b, 0.1 \cdot 0.7 \cdot 22\text{m}, 8 \cdot h_f) = 1320\text{mm}$ NS 3473 9.5

Effektiv bredde av tverrsnitt $b_{\text{eff}} := 2 \cdot b_{\text{eff}1} + b_w = 3340\text{mm}$ NS 3473 9.5

Lengde på bjelke Akse 9-10 $L_{b1} := 22000\text{mm}$

Lengde på bjelke Akse 10-11 $L_{b2} := 40000\text{mm}$

Tyngdepunkt i uopprisset betongtverrsnitt akse 9-10 $z_{t1} := \frac{\left[2b_{\text{eff}} \cdot h_f \cdot \left(h - \frac{h_f}{2} \right) + b_w \cdot h \cdot \frac{h}{2} \right]}{(b_w \cdot h + 2b_{\text{eff}} \cdot h_f)} = 1181\text{mm}$

Annet arealmoment for uopprisset betongbjelke mellom akse 11-12

$$I_{b1} := \left[\frac{(b_w \cdot h^3)}{12} \right] + b_w \cdot z_{t1} \cdot \left(\frac{z_{t1}}{2} \right)^2 + \left[\frac{(2b_{\text{eff}} \cdot h^3)}{12} \right] + b_w \cdot (h - z_{t1}) \cdot \left[\frac{(h - z_{t1})}{2} \right]^2 + 2 \cdot (b_{\text{eff}} \cdot h_f) \cdot \left(h - z_{t1} - \frac{h_f}{2} \right)^2$$

$$I_{b1} = 3.174 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

Uforskyvelig ramme

Uforskyvelige ender

$$S_s := 4.8$$

Rotasjonsinnspennings –
grad ved søyletopp
(ved konstant tverrsnitt
med $b=700\text{mm}$ og $h=400$)

$$R_{At} := \frac{\left(\frac{4 \cdot E_c \cdot I_{b1}}{L_{b1}}\right)}{\left(\left(\frac{4 \cdot E_c \cdot I_{b1}}{L_{b1}}\right)\right) + \left(\frac{S_s \cdot E_c \cdot I_{stx}}{L_s}\right)} = 0.98603$$

Rotasjonsinnspennings –
grad ved søyletopp
(ved konstant tverrsnitt
med $b=1130\text{mm}$ og $h=400$)

$$R_{Am} := \frac{\left(\frac{4 \cdot E_c \cdot I_{b1}}{L_{b1}}\right)}{\left(\left(\frac{4 \cdot E_c \cdot I_{b1}}{L_{b1}}\right)\right) + \left(\frac{S_s \cdot E_c \cdot I_{smx}}{L_s}\right)} = 0.97764$$

Rotasjonsinnspennings –
grad ved søyletopp
(ved konstant tverrsnitt
med $b=1560\text{mm}$ og $h=400$)

$$R_{Ab} := \frac{\left(\frac{4 \cdot E_c \cdot I_{b1}}{L_{b1}}\right)}{\left(\frac{4 \cdot E_c \cdot I_{b1}}{L_{b1}}\right) + \left(\frac{S_s \cdot E_c \cdot I_{sbx}}{L_s}\right)} = 0.96939$$

Det er valgt den største rotasjoninnspenningen for å gi det verste momentet.

Rotasjonsinnspennings –
grad ved søylebunn

$$R_B := 1.0$$

NS3473 A.12.2

$$R_{\min} := \min(R_{At}, R_B) = 0.986$$

$$R_{\max} := \max(R_{At}, R_B) = 1$$

$$\beta := \frac{2}{2 + 1.1 \cdot R_{\min} + 0.9 \cdot R_{\max}} = 0.5$$

Kneklengde

$$L_e := \beta \cdot L_s = 8.8\text{m}$$

Geometriske slankhet	$\lambda := \frac{L_e}{i_t} = 38.104$	Gir samme it=im=ib	
	$n_f := \frac{N_f}{(f_{cd} \cdot A_c)} = 0.058$		
Armering på i topp	$A_{sxt} := 40 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 1.257 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$		
	$\omega_t := \frac{A_{sxt} \cdot f_{sd}}{f_{cd} \cdot A_{ct}} = 0.594$		
Lastavhengig slankhet	$\lambda_N := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n_f}{(1 + 4 \cdot \omega_t)}} = 4.984$		
	$\lambda_{maks} := 80 \cdot \sqrt{1 + 4 \cdot \omega_t} = 147.015$	NS3473 12.2.4	
Kontroll	$\lambda < 207.152$	OK	
	$\lambda_N < 45$	OK	NS3473 12.2.4
Grenseverdi for λ_N med tverrlast	$\lambda_{N.lim} := 10$	NS3473 12.2.5	
Kontroll	$\lambda_N < \lambda_{N.lim}$	Trenger ikke å ta med 2. ordens momenter	

Kneklengde akse 12 om y-aksen

Ytre krefter:

Aksialkraft

$$N_f := 661.4 \text{ kN}$$

Last fra søyletopp hentet fra Novaframe

Betong info

Betong kvalitet

B350 / B25

Sikkerhetsfaktor betong

$$\gamma_c := 1.4$$

NS 3473 Tabell 4

Konstruksjonsfasthet for trykk

$$f_{cn} := 20.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

NS 3473 Tabell 5.c

Strekfasthet

$$f_{tk} := 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

NS 3473 Tabell 5.c

Konstruksjonsfasthet for strekk

$$f_{tn} := 1.60 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

NS 3473 Tabell 5.c

Dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

NS 3473 10.4.2

Tøyngingsgrense i bruddgrense

$$\epsilon_{cu} := 0.0035$$

NS 3473 Tabell A.5

E – modul

$$E_c := 24952 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Armerings info for slakkarmering Ks-50 Ø20

Karakteristisk flytespenning

$$f_{sk} := 480 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Sikkerhetsfaktor

$$\gamma_s := 1.25$$

E – modul

$$E_{sk} := 2 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende flytespenning

$$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

NS 3473 10.4.2

Armeringstøyning

$$\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$$

Flytetøyning for armeringsstål

$$\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_{sk}} = 1.92 \times 10^{-3}$$

Tverrsnitt info søyle

Lengde på søyle fra fundament til UK bjelke $L_s := 17532\text{mm}$

Bredde ved bunn søyle $b_b := 1560\text{mm}$

Bredde ved midten av søyle $b_m := 1130\text{mm}$

Bredde ved topp søyle $b_t := 700\text{mm}$

Bredde for kontroll av slankhet $b := 987\text{mm}$ Ligger $1/3 \cdot L_s$ ned fra toppen

Dybde på søyle $h := 800\text{mm}$

Effektiv tverrsnitt høyde $d := 745\text{mm}$

Annet arealmoment bunn søyle om y-aksen $I_{sby} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b_b^3 \cdot h = 2.531 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$

Annet arealmoment midt søyle om y-aksen (svak akse) $I_{smy} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b_m^3 \cdot h = 9.619 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$

Annet arealmoment topp søyle om x-aksen (svak akse) $I_{sty} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b_t^3 \cdot h = 2.287 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$

Annet arealmoment $1/3 \cdot L_s$ fra søyletopp om x-aksen (svak akse) $I_{sy} := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot b^3 \cdot h = 6.41 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$

Tverrsnittsareal av betongen i uopprisset tilstand bunn søyle $A_{cb} := b_b \cdot h = 1.248 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$

Tverrsnittsareal av betongen i uopprisset tilstand midten søyle $A_{cm} := b_m \cdot h = 9.04 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$

Tverrsnittsareal av betongen i uopprisset tilstand topp søyle $A_{ct} := b_t \cdot h = 5.6 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$

Tverrsnittsareal av betongen $A_c := b \cdot h = 7.896 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$
 i uopprisset tilstand ved
 i avstand 1/3L fra topp søyle

Trehetsradien bunn søyle $i_b := \sqrt{\left(\frac{I_{sby}}{A_{cb}}\right)} = 450.333 \cdot \text{mm}$

Trehetsradien midten søyle $i_m := \sqrt{\left(\frac{I_{smy}}{A_{cm}}\right)} = 326.203 \cdot \text{mm}$

Trehetsradien midten søyle $i_t := \sqrt{\left(\frac{I_{sty}}{A_{ct}}\right)} = 202.073 \cdot \text{mm}$

Trehetsradien 1/3* L_s fra
 topp søyle $i := \sqrt{\left(\frac{I_{sy}}{A_{ct}}\right)} = 338.327 \cdot \text{mm}$

Krav til søyler

Minste tverrsnittsareal $A_{cmin} := 40000 \text{mm}^2$ NS3473 18.4

Minste tverrmål for armerte søyler $h_{min} := 150 \text{mm}$ NS3473 18.4

Minimum tverrsnittsareal av lengdearmring

$A_{smin} := \max\left(0.01A_{cb}, 0.2 \cdot A_{cb} \cdot \frac{f_{cn}}{f_{sk}}\right) = 12480 \cdot \text{mm}^2$ NS3473 18.4

Minimum diameter på lengdearmring $\varnothing_{min} := 10 \text{mm}$ NS3473 18.4

Senteravstand for bøyer $S_b := \max(15-20 \text{mm}) = 300 \cdot \text{mm}$ NS3473 18.4

Kontroll: Alle krav er oppfylt.

Rotasjonsinnspennings –
grad ved søylebunn

$$R_B := 1.0$$

NS3473 A.12.2

Knekk lengde

$$L_e := 2L_s = 35.064 \text{ m}$$

Geometriske slankhet

$$\lambda := \frac{L_e}{i} = 103.64$$

$$n_f := \frac{N_f}{(f_{cd} \cdot A_c)} = 0.058$$

Armering på i topp

$$A_{sxt} := 40 \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 1.257 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$\omega_t := \frac{A_{sxt} \cdot f_{sd}}{f_{cd} \cdot A_{ct}} = 0.594$$

Lastavhengig slankhet

$$\lambda_N := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n_f}{(1 + 4 \cdot \omega_t)}} = 13.555$$

$$\lambda_{maks} := 80 \cdot \sqrt{1 + 4 \cdot \omega_t} = 147.015$$

NS3473 12.2.4

Kontroll

$$\lambda < 207.152 \quad \text{OK}$$

$$\lambda_N < 45 \quad \text{OK}$$

NS3473 12.2.4

Grenseverdi for λ_N med
tverrlast

$$\lambda_{N.lim} := 10$$

NS3473 12.2.5

Kontroll

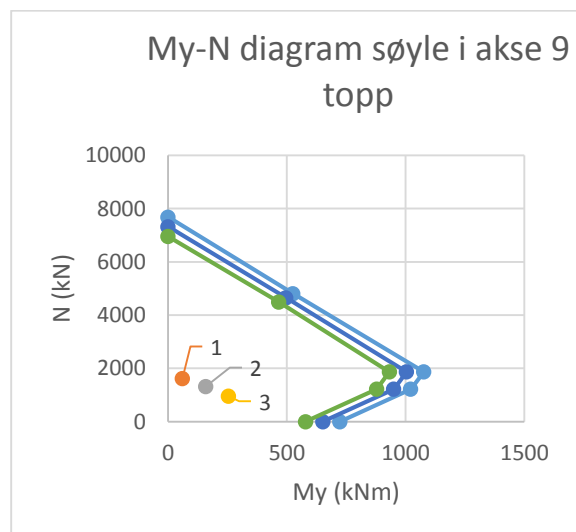
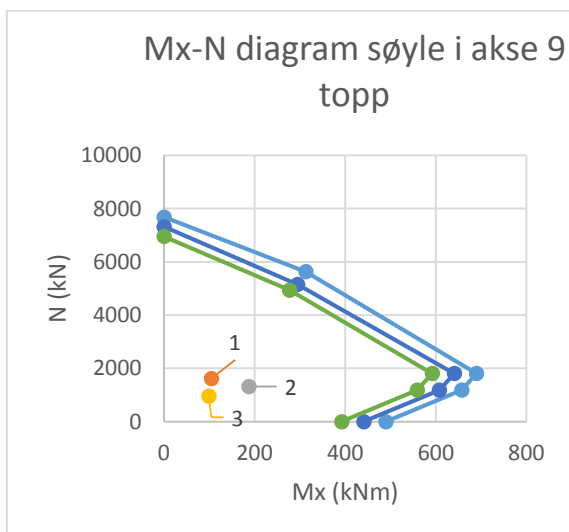
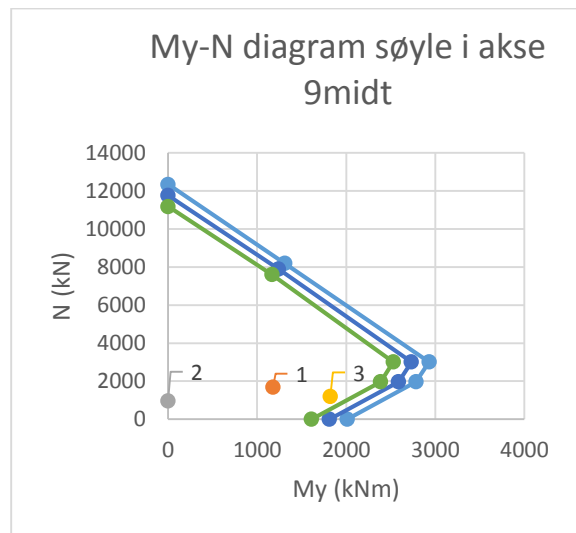
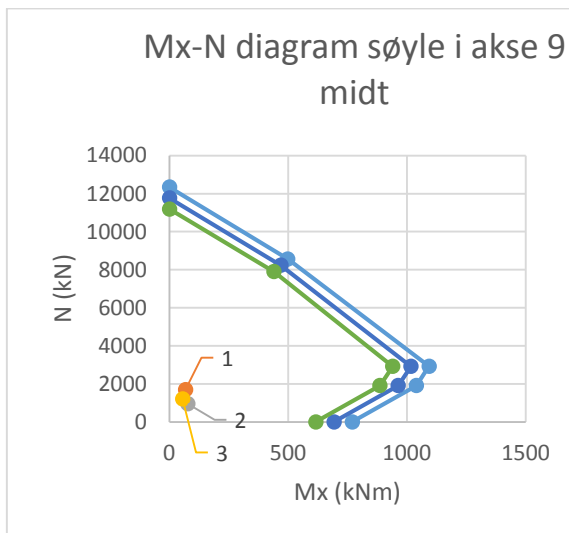
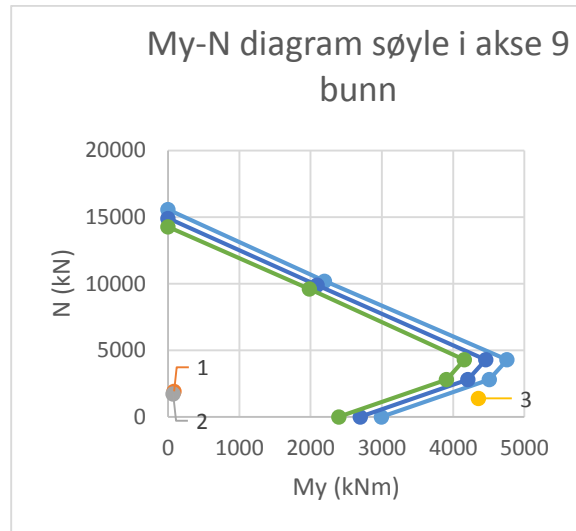
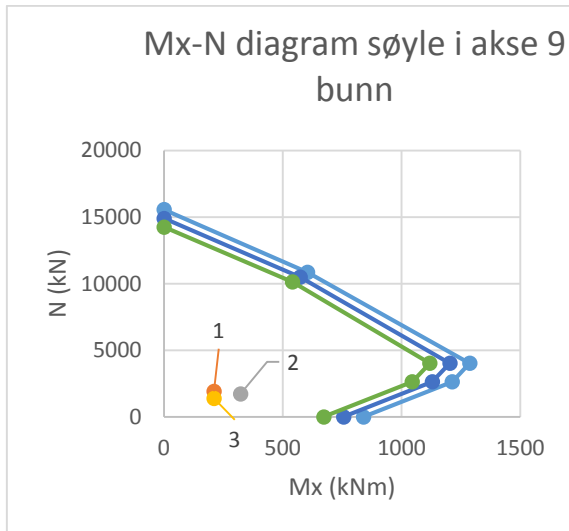
$$\lambda_N > \lambda_{N.lim}$$

Må ta med 2. ordens momenter

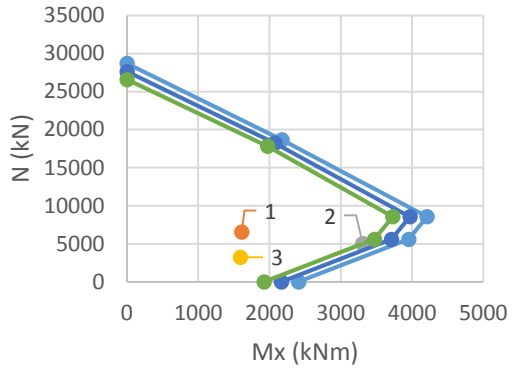
Vedlegg L

M-N-diagrammer skadd bru

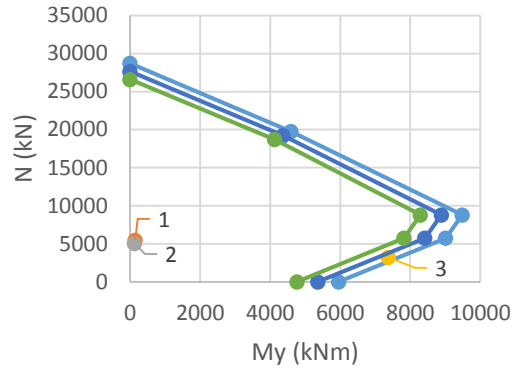
Vedlegg L viser opprinnelig kapasitet som er ytterste kurve, deretter 10 % reduksjon av armerings arealet i midterste kurve og tilslutt innerste kurve med 20 % reduksjon av armerings arealet. Det blir vist for søyle i akse 9, 10, 11 og 12.1.



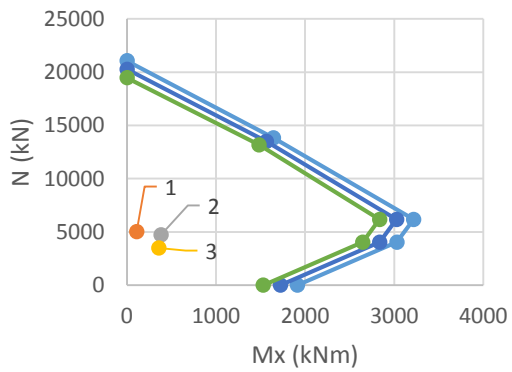
Mx-N diagram søyle i akse 10 bunn



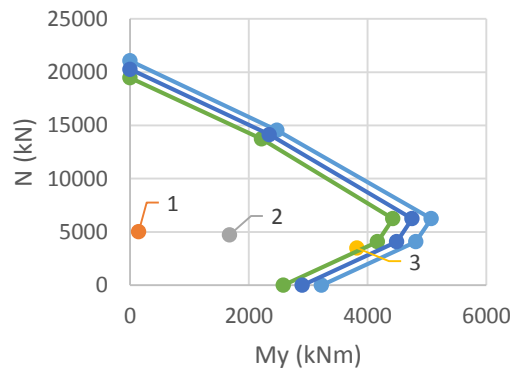
My-N diagram søyle i akse 10 bunn



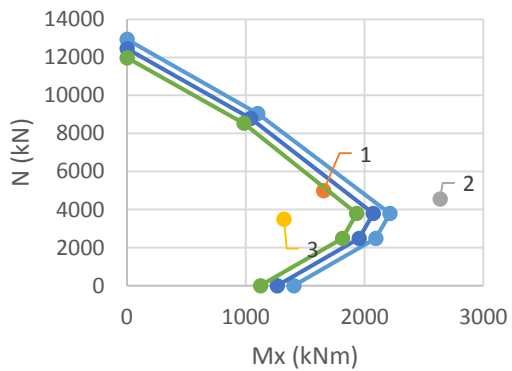
Mx-N diagram søyle i akse 10 midt



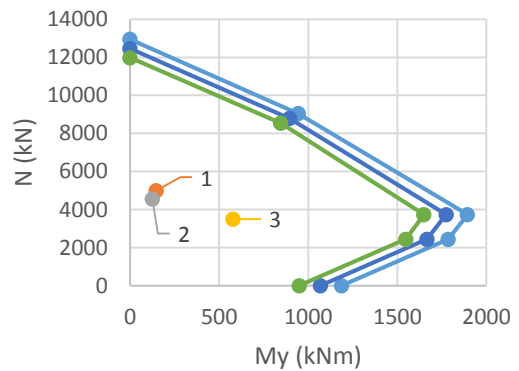
My-N diagram søyle i akse 10 midt



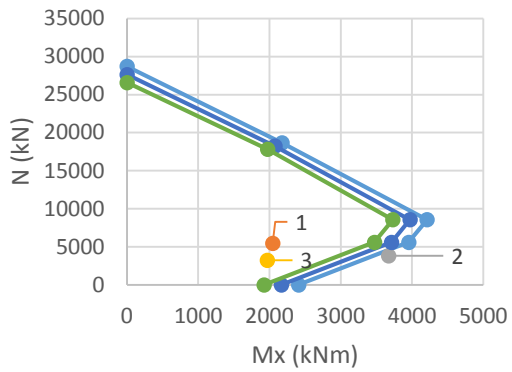
Mx-N diagram søyle i akse 10 topp



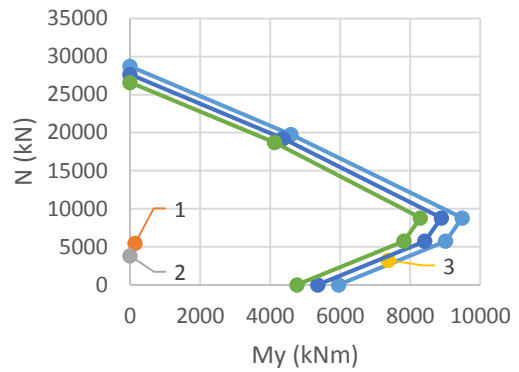
My-N diagram søyle i akse 10 topp



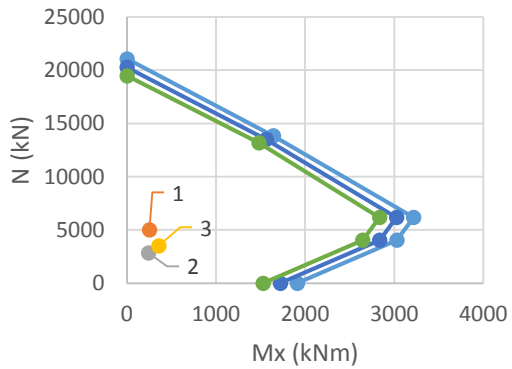
Mx-N diagram søyle i akse 11 bunn



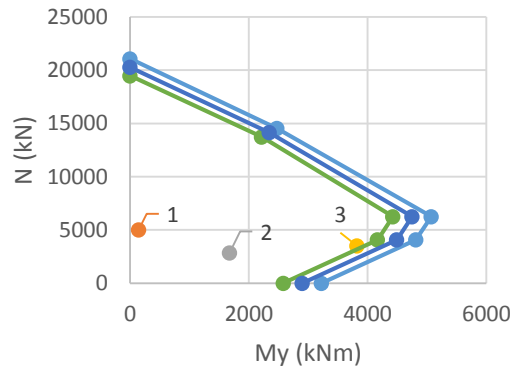
My-N diagram søyle i akse 11 bunn



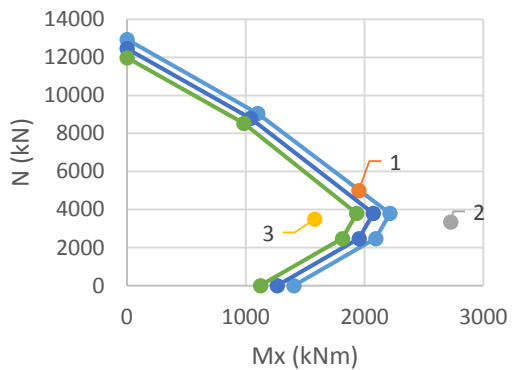
Mx-N diagram søyle i akse 11 midt



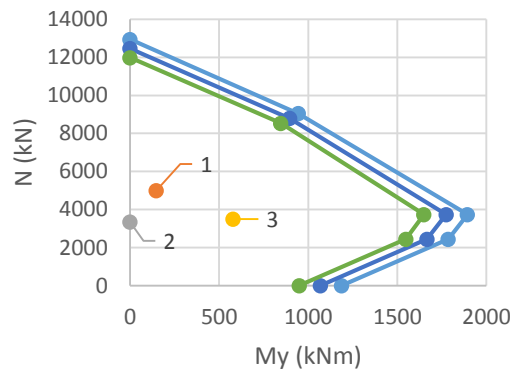
My-N diagram søyle i akse 11 midt



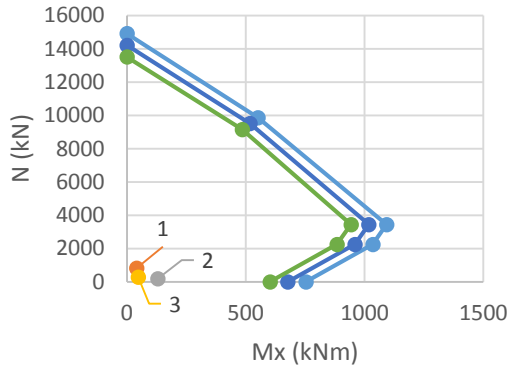
Mx-N diagram søyle i akse 11 topp



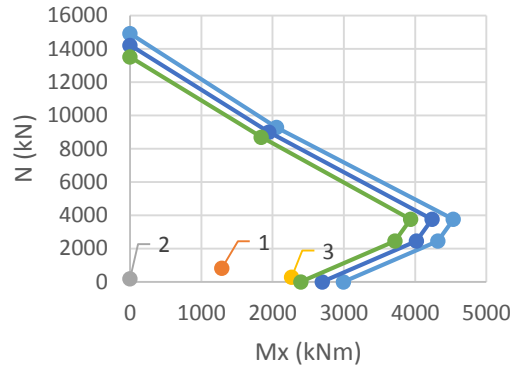
My-N diagram søyle i akse 11 topp



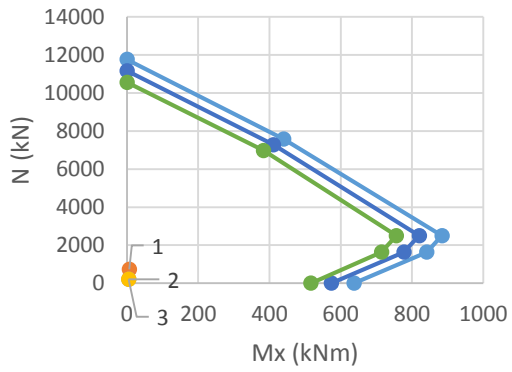
Mx-N diagram søyle i akse 12 bunn



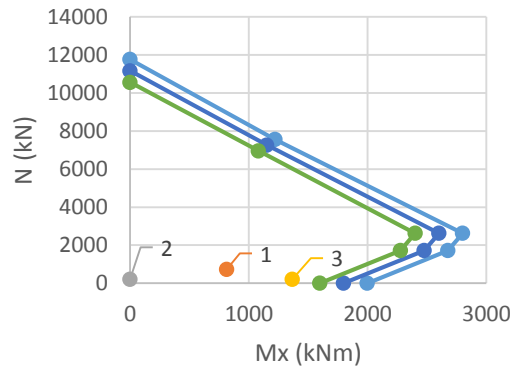
My-N diagram søyle i akse 12 bunn



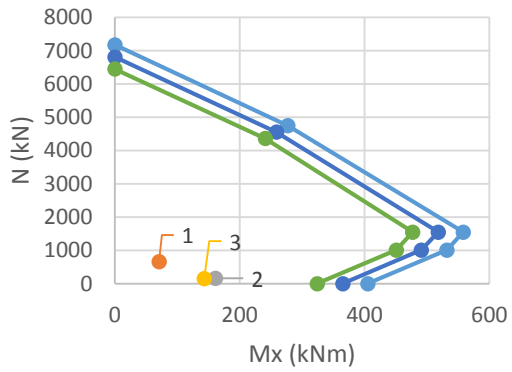
Mx-N diagram søyle i akse 12 midt



My-N diagram søyle i akse 12 midt



Mx-N diagram søyle i akse 12 topp



My-N diagram søyle i akse 12 topp

