

Norges miljø- og biovitenskapelige universitet
Fakultet for miljøvitenskap og teknologi
Institutt for matematiske realfag og teknologi

Masteroppgave 2014
30stp

Dimensjonering og byggemetode av nettverksbru

Stian Moe Johannesen

Innhold

1	Introduksjon	10
I	Teori	15
2	Hvorfor velge nettverksutforming i brukonstruksjoner	15
3	Utforming av nettverksbuer	19
4	Byggemetoder	23
5	Kapasitetsutnyttelse	25
6	Stabilitets og knekkingsanalyse i nettverksbuer	26
6.1	Knekking av konstruksjon i buens plan	27
6.2	Sideveis knekking av vindfagverk - ut av buens plan	28
II	Tidligstadieanalyse	28
7	Geometri og egenvekter	29
7.1	Buer	29
7.2	K-fagverk	32
7.3	Hengekabler	32
7.4	Brudekke	32
7.5	Evaluering av transport	33
8	Evaluering	34
III	Laster etter eurokodene	35
9	Laster	35
9.1	Permanente laster	35
9.1.1	Egenlaster	35
9.2	Variable laster	36
9.2.1	Trafikklaster - Vertikale	37
9.2.2	Trafikklaster - Horisontale	39
9.2.3	Temperaturlaster	40
9.2.4	Snølaster	43
9.2.5	Vindlaster	43

9.3	Kombinasjonsmodeller og lastkombinasjoner	46
9.3.1	Lastkombinasjoner bruddgrensetilstanden - ULS	46
9.3.2	Lastkombinasjoner bruksgrensetilstanden - SLS	49
IV	Diskusjon	49
9.4	Stabilitet og utgangspunkt for analyse	50
9.5	Dimensjonering	57
9.6	Stålbuer	60
9.7	Innfestning av strekkabler til stålbuer	63
9.8	Vindfagverk	65
9.9	Bruplate med kantdragere	66
9.10	Innfestning av strekkabel til bruplate	68
9.11	Innfestning av buer til bruføttene, spennkabler og sammenføyning til midlertidige undergurter	69
9.12	Stålskjelett	70
10	Illustrasjoner	71
11	Byggemetode	76
12	Konklusjon	81
13	Beregninger og vedlegg	82
13.1	Beregning av forhold mellom brulengde og høyde	82
13.2	Transformasjon av noder til Staad Pro	84
13.3	Tidligstadietanalyse	87
13.4	Vindlastberegning	102
13.5	Buekapasiteter over vindportal	109
13.6	Buekapasiteter uten samvirke i vindportal	112
13.7	Buekapasiteter med samvirke i vindportal	115
13.8	Beregning av rundstål for avskjæring	119
13.9	Innfestning av kabler til buer	121
13.10	Bjelkeskjøter med skrudde endeplater	125
13.11	Kabelskaft	130
13.12	Midlertidige tverrbærere i stål	134
13.13	Bestandigjet av bruplate	138
13.14	Armering av bruplate	140
13.15	Armering av kantdragere	145
13.16	Spennarmering	149
	Referanser	156

Figurer

1	Tverrprofil av vegklasse H9.	10
2	Illustrasjon av opplagerbetingelser for nettverksbru.	11
3	Transport av Brandangersundet bru fra Sløvågen.	12
4	Deformasjonslinje under uniform belastning på hele brubanen.	16
5	Momentdiagram under uniform belastning på hele brubanen.	16
6	Deformasjonslinje under skjevlast på brubanen	16
7	Momentdiagram under skjevlast på brubanen.	17
8	Deformasjonslinje under skjevlast på brubanen. Ved å endre vinklene på strekkstagene blir vinkelendringen i deformasjonslinjen mindre en med ved bruk av vertikale hengestag.	17
9	Momentdiagram under skjevlast på brubanen. Momentene i konstruksjonen blir mindre ved å endre vinkelen på hengestagene ved skjevlast.	17
10	Deformasjonslinje under skjevlast på brubanen. Nettverkskonstruksjonen får liten vinkelendring i deformasjonslinjen sammenlignet med tradisjonelle 2ledd/3ledd buer med vertikale strekkabler.	18
11	Momentdiagram for nettverkkonstruksjon under skjevlast.	18
12	De stiplede linjene indikerer kabler som blir slappe under belastning på venstre buedel.	19
13	Bøyemomenter i områdene ved vindportalene	20
14	Radial hanger arrangement	21
15	Beskyttelsemekanisme for å forhindre friksjon mellom brukable.	21
16	Fehrmannsundet bru i Tyskland er utført med tverrbærere	22
17	Spennarmert brudekke på Brandangersundet bru	22
18	Float inn av Rhode Island's Providence River bridge (USA).	23
19	Transport av Brandangersundet bru med to shearleg kraner (Norge).	24
20	Heising av nettverksbru ved Lake Champlin (USA).	24
21	Stickbuilding av nettverksbruen Blennerhasset, Ohio (USA).	25
22	Normalkrefter i kabler og gurter.	26
23	Stav på elastisk underlag	27
24	Knekking av portalramme	28
25	Plot av funksjon i 14.	31
26	Plot av sirkelfunksjon - Kontroll $y(\frac{L}{2}) = 45m$ OK	31
27	Håndbok 185. Valg av flatelast som representerer slitelag.	36
28	Figure 4.2a EC1-2 lastens plassering i kjørebanelen.	38
29	ULS EQU Sett A	47

30	ULS GEO Sett B	48
31	SLS Tilnærmet Permanent	49
32	Knekkmode 1 med symmetrisk knekking av vindportalene . .	51
33	Knekkmode 2 med asymmetrisk knekking av vindportalene . .	51
34	Knekkmode 3 med knekking i buens plan.	52
35	Ny geometri for konstruksjonen	53
36	2. ordens analysemodell for knekking av vindportaler.	57
37	Valg av aksesystem.	58
38	Momentdiagram ved bøyning om global Z akse.	60
39	Momentdiagram ved bøyning om global Y akse.	61
40	Innfestning av brukablene til buene ved bruk av insslissede plater.	63
41	Platemodell av innfestningen til buen.	65
42	Spenningsfordeling i vindfagverk.	65
43	Knekkingsanalyse av vindfagverk.	66
44	Lasttoget er plassert midt i brubanen.	67
45	Lasttoget er plassert mellom to kabelinnfestningspunkter i senter av brubanen. Dette fører frem til sekundærarmring i veibanen i lengderetningen.	67
46	Skjevlast inntil kantdrageren fører frem til de dimensjonerende felt- og støttemomentene i drageren.	68
47	Løft av det tredje buelementet.	78

Abstract

In the recent past, network arch bridges have experienced a renaissance in Norway. While writing this master thesis, several network arch bridges have been designed by the different bridge consultant firms in Norway. There has not been built bridges of this kind since the 1950s, with the exception of Brandangersundet bridge which was completed in 2010. The network arch, as a bridge concept, has recently become increasingly popular and The Norwegian Public Roads Administration is interested in developing new construction methods for long network arch bridges.

The concept was first developed by the Norwegian engineer Per Tveit in his master thesis at NTH (now NTNU) in 1955. The bridge geometric design results in occurrence of small bending moments in the arch, also under the circumstances of uneven loading. This means that the bridges can be designed as slender structures, where one uses little material compared to similar arch structures with vertical tension rods. The result is a lightweight structure. Hence, the possibility too think differently during the construction stages. Previously, entire network arch bridges have been built on land in a suitable construction site, rather than on the bridge pillars. The entire bridge has been lifted by heavy shearleg cranes and transported to the bridge pillars, where the bridge has been permanently installed. During a construction phase it is considered beneficial to do the assembly of a bridge on land in order to facilitate land-based lifting equipment. This simplifies the construction work and decrease the cost.

Expenses associated with rental of heavy marine lifting equipment are high and will have a significant impact on the overall cost the The Norwegian Public Roads Administration. Erection of long network arches requires large crane capacity during transportation. During the construction of Brandangersundet bridge, two of Europe's largest shearleg cranes were used for transport. In the construction of this bridge, the bridge deck was cast before the bridge were transported. The bridge tie represents a large fraction of the total transportation weight and will have a major impact on the required crane capacity.

In this master thesis a 300m long bridge have been investigated, including the overall design of the bridge, and the transportation. The thesis is evaluating use of a temporary steel skeleton, witch can be removed after the bridge deck is cast. The concrete pour will be done after the bridge is lifted to the bridge pillars. In this way, one can significantly reduce transport weight and

the transportation phase will be less costly.

If casting of the deck is done before transportation, the bridge will have a total weight of 4100tons. This necessitates two shearleg cranes with lifting capacity of around 2050tons. In such a case, one needs to hire some of the highest capacity cranes in Europe. Rental of these cranes will be very expensive.

By casting the deck subsequent to installing the structure on the pillars, two cranes with lifting capacity of about 500 tons are required, which area available in Norway. It is belived that such a solution would be cost efficient for the Norwegian Public Road Administration, even if the builder gets an extra cost for production and establishing a temporary steel skeleton.

An important part of this thesis was to conduct a structural analysis of the completed bridge. The results from the structural analysis have been the basis for computing the transportation weights. As the network arches are exposed to large compressive forces, a very central part of the thesis was to analyze the structure for buckling. There is carried out a structural analysis of a temporary steel skeleton to determine the forces during transport phase and during casting of deck .

Sammendrag

I den siste tiden har nettverksbruene som brutype fått en renessanse i Norge. Under arbeidet med denne oppgaven har flere bruer med nettverksutforming vært under prosjektering hos de forskjellige brukontorene i landet. I Norge har det ikke vært bygd bruer av denne typen siden 1950-tallet, med unntak av Brandangersundet bru som ble ferdigstilt i 2010. Ettersom brutypen igjen har blitt aktuell ønsker Statens vegvesen å se på mulige byggemetoder av lange nettverksbruer.

Konseptet ble først utviklet av den norske ingeniøren Per Tveit i hans hovedoppgave ved NTH (dagens NTNU) i 1955. Bruens geometriske utforming gjør at det oppstår små momenter i buene, også ved ujevn belastning. Dette medfører at bruene kan utformes som slanke konstruksjoner, hvor en benytter lite stål i forhold til lignende buekonstruksjoner med vertikale strekkstag. Dette gjør at nettverksbruene blir lette konstruksjoner i en ferdig byggetilstand. Ettersom egenvektene blir lave, åpnes mulighetene for å tenke annerledes i utførelsesfasen.

Tidligere har hele nettverksbruer blitt bygd på land. Etter ferdigstillelse løftes hele konstruksjonen med kraftige marine kraner. Kranene transporterer brua til ferdige støpte brupilarer hvor brua monteres permanent. I en byggetilstand er det fordelaktig og kunne benytte landbasert løfteutstyr. Dette forenkler byggingen og gjør at denne delen av utførelse prosessen blir mindre kostbar. Transportfasen og flyttingen av en nettverksbru kan derimot bli kostbar. Dagsratene ved leie av tungt marint løfteutstyr kan være høye og ha stor innvirkning på totalkostnadene for byggherre i et bruprojekt av denne typen.

Når nettverksbruene blir lange blir det også behov for stor krankapasitet ved transport. Under byggingen av Brandangersundet bru, ble to av Europas største shearleg kraner benyttet under transporten. Under byggingen av brua ble hele bruplataen støpt før transporten startet. Bruplatevekten utgjør en høy andel av den samlede transportvekten og har derfor innvirkning på nødvendig krankapasitet, som igjen har innvirkning på leiekostnadene for løfteutstyret. I denne oppgaven er det sett på byggingen av en bru på 300 m ved bruk av et midlertidig stålskjelett som benyttes under transport. På denne måten er det mulig å redusere transportvekten, slik at en kan leie kraner med lavere dagsrater enn tidligere benyttet ved byggingen av Brandangersundet bru.

I en ferdig tilstand vil en nettverksbru på 300 m, med to kjørebaneer og

full veiskulder, ha en samlet vekt på omtrent 4100 tonn. Dette gir behov for to shearlegkraner med løftekapasitet på rundt 2050 tonn. I et slikt tilfelle blir det nødvendig å leie inn noen av de største shearlegkranene i Europa hvilket er kostbart for byggherre.

Ved å benytte et midlertidig stålskjelett kan transportvekten reduseres til omtrent 1000 tonn. Dette gir behov for to kraner med løftekapasitet på omtrent 500 tonn. Det antas at en slik løsning vil være besparende for byggherre, selv om byggherre får en ekstra kostnad i produksjonen ved å etablere et midlertidig stålskjelett.

En viktig del av oppgaven har vært å gjennomføre en strukturell analyse for ferdigtilstanden av en bru som bygges på denne måten. Denne analysen har vært utgangspunktet for beregning av egenvektene. Etersom nettverksbuene er utsatt for store trykkrefter, har en sentral del av oppgaven vært å analysere konstruksjonen for knekking. Det er også gjennomført en strukturell analyse av et stålskjelett for å bestemme hvilke krefter som virker på dette under transportfase og under utstøpning av bruplate.

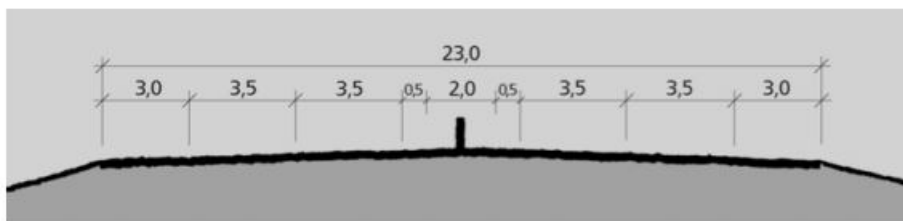
1 Introduksjon

Hensikten med oppgaven er å komme med forslag til et mulig brukonsept ved bruk av nettverkskonstruksjonen. Brukonstruksjonen skal ha bruspenn på 300m og materialene skal i hovedsak være stål og betong. Oppgaven skal også reflektere byggemetode av konstruksjonen. Oppgaven skrives i samarbeid med Statens Vegvesen som spesifiserer at konstruksjonen skal fungere med en trafikkintensitet med $\text{ÅDT} \geq 20.000$ ¹ Denne intensiteten gir vegklasse H9 etter Håndbok017 (2013) som er motorveg med fire kjørefelt.

SVV legger følgelig sterk vekt på trafiksikkerhet og det er derfor aktuelt å evaluere to uavhengige parallelle bruer, hvor hver bru har to kjørefelt. En bru for hver kjøreretning. Hensikten med en slik utforming er å integrere brua med god vegplanlegging, hvor det er viktig å gjøre kjøreretningene uavhengige av hverandre. På denne måten blir det ikke nødvendig å avgrense vegbanene med betonggjerdet.

To parallelle bruer gir ett minste behov for føringsbredde for hver bru på 10.5 m. Føringsbredden inkluderer 2 kjørebane à 3.5 m, samt serviceområde/havarilomme på 3.0 m utenfor ytre kjørebane. I tillegg medregnes et lite avgrensingsområde på 0.5 meter som sikkerhetsavstand fra indre kjørebane til indre sikkerhetsgjerdet.

Brudekke skal ha et tosidig takfall på 3%. Kantdragerne skal ha tverrfall på 4%. Ettersom bruene ligger i vegklasse H9 er det ikke aktuelt med gangbaner.



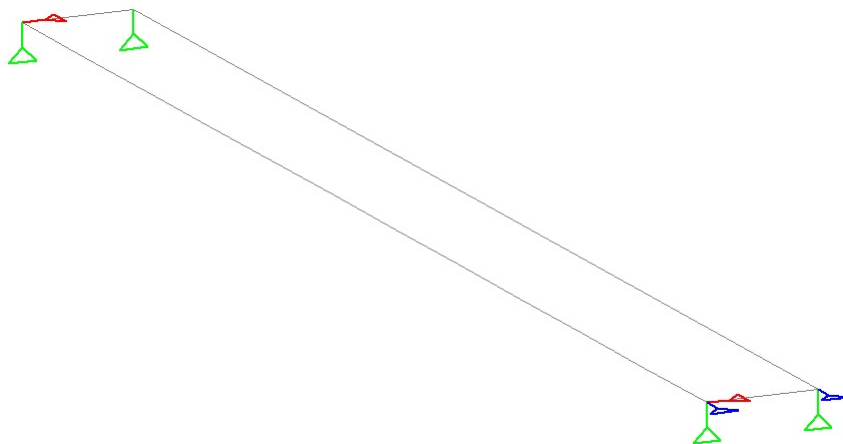
Figur 1: Tverrprofil av vegklasse H9.

Selve buekonstruksjonen er anslått til å bli omtrent 45m. Det forutsettes at landkar kan utføres i betong og fundamenteres på løsmasser og sprengstein

¹ÅDT: Årsdøgnsstrafikk. Summen av antall kjøretøy som passerer et punkt (for begge retninger sammenlagt) dividert på antall dager i året.

eller i direkte kontakt med fjell. Det er tilsammen behov for fire opplagre med følgende egenskaper/lagerbetingelser:

- 1-1: Fast lager.
- 1-2: Ensidig bevegelig (tverretningen).
- 2-1 Ensidig bevegelig (lengderetningen).
- 2-2 Allsidig bevegelig.



Figur 2: Illustrasjon av opplagerbetingelser for nettverksbru.

Det forutsettes at begge konstruksjonene skal kunne flyttes med lektre eller annet marint løfteutstyr til ferdige støpte brupilarer. På denne måten kan deler av utførelsesfasen av bruene gjennomføres på land”, som er en fordel. Ved å bygge hovedbæresystemet i tørrdokk eller på midlertidig sprengsteinsfylling kan en benytte landbasert løfteutstyr og stillaser til å holde konstruksjonen i likevekt, frem til buene er sammenkoblet og selvbærende. I tillegg forenkles logistikken av byggematerialene på byggeplass.

Byggemetoden vil forhåpentligvis redusere entreprisekostnadene ved selve utførelsen i betraktelig grad for byggherre. Teknikken har vært benyttet ved flere anledninger tidligere, også i Norge. I 2010 ble Brandangersundet bru ferdigstilt i Sløvågen i Gulen kommune. Etterpå ble hele konstruksjonen løftet med kraner og transportert 5km til brupilarene.



Figur 3: Transport av Brandangersundet bru fra Sløvågen.

Når bruspenne blir lange, øker også behovet for løftekapasitet. Kostnaden ved leie av marint løfteutstyr henger tett sammen med løfteutstyrets kapasitet. Selv om det er besparende og kunne bygge deler av konstruksjonen på land, vil leie av løfteutstyr utgjøre en betraktelig del av utførelseskostnadene. Dette har Statens vegvesen tidligere erfaringer med fra Brandangersundet. Av denne grunn er det ønskelig å redusere konstruksjonens vekt så mye som mulig under perioden hvor konstruksjonene transporteres. Det er ønskelig å komme frem til et konsept hvor det ikke er nødvendig å leie løfteutstyr utenfor landet. Under montasjen av Brandangersundet bru ble det brukt kraner med store løftekapasiteter fra det Nederlandske selskapet Smith International².

En viktig del av oppgaven blir derfor å analysere byggemetode. En må analysere om det er hensiktsmessig å støpe hele bruplatten før transport eller om det er mulig å støpe deler av konstruksjonen for å redusere den samlede totalvekten.

Ettersom transportvekten økes betraktelig når det er gjennomført støpearbeider må en også evaluere om det er mulig å etablere et midlertid bæresystem for å bære forskaling, samtidig som en sikrer konstruksjonens likevekt under transport.

²Taklift 6 & 7 er flytende sheerleg kraner og eies av Smit International. Kranene har base i Rotterdam og ble benyttet under frakt av Brandangersundet bru.

På bakgrunn av dette er følgende problemstilling valgt for denne oppgaven:

Er det mulig å komme frem til et system for transport av nettverksbruer med spennvidde opptil 300m.

Oppgaven deles opp i flere deler, og begynner med en tidligstudie av ferdigtilstanden. I tidligstudiet skal geometri, laster, materialkvaliteter og egen-tyngder kartlegges med overslag. Det skal gjøres overslag på krefter i buer, kabler og brubane ved de viktigste dimensjonerende situasjonene. Dette er nødvendig for å skape utgangspunkt for videre analyse av konstruksjonen.

Det skal lages en modell av ferdigsituasjonen ved bruk av elementprogrammet Staad Pro (www.bentley.com). Modellen skal benyttes for å analysere konstruksjonen i ULS³ og SLS⁴. Dette gjøres for å kartlegge deformasjoner og for å bestemme utnyttelsesgraden i konstruksjonsdelene. I tillegg gjennomføres det en lineær egenverdianalyse for stabilitet for å kartlegge konstruksjonens knekkformer og knekkfaktorer. Hvis det ikke kan påvises tilstrekkelig sikkerhet mot knekking med lineær 1.ordens modell etter eurokodene, må en evaluere å analysere konstruksjonen i en ikke-lineær modell med geometriske imperfeksjoner.

Utgangspunkt for å bestemme opptredende laster er eurokodene (EC)⁵. EC benyttes også for å kontrollere stabilitet og kapasiteter.

For å avgrense oppgaven må en gjøre noen forutsetninger i analysene. I globalanalysen er landkarene kun modellert som frie opplegg uten rotasjonsstivhet, slik at det ikke medregnes fjærstivheter fra geotekniske undersøkelser. Utforming av landkar/søylepunkter og fundament blir ikke analysert i denne oppgaven. Det gjøres også en forenkling ved å ikke medregne noen friksjon i glidelagrene.

Det gjennomføres ikke analyse i utmattelsesgrensetilstand og heller ikke i ulykkesgrensetilstand med tanke på jordskjelvanalyse og kollisjon med kabler og bue. Sistnevnte ettersom bue og kabler er avgrenset fra vegbanen med

³Ultimate limit state - Bruddgrensebetraktning

⁴Serviceability limit state - Bruksgrensebetraktning

⁵Eurokodene kommer fra et felles europeisk samarbeid om standardisering og gis ut igjennom CEN (European Committee for Standardization). Kodene er en felles europeisk serie standarder for blant annet prosjektering av byggverk og dokumentasjon av produkters bæreevne/styrke til konstruksjonsformål. Hele serien med Eurokoder består av til sammen 58 deler og det er i alt 10 Eurokoder.

rekkverk som dimensjoneres for påkjørsel.

Etter analyse av ferdigtilstanden skal montasje og forflytning av konstruksjonene bestemmes for å svare på oppgaveformulering.

En systematisk oppbygning av arbeidsgangen blir som følger:

- Tidligstadieanalyse
 - Definerings av geometri og laster (grove overslag).
 - Statisk analyse i tidligstadie.
 - * Stabilitetsanalyse.
 - * Kapasitetsanalyse.
 - Evaluering fører frem til geometrisk utforming som benyttes i videre analyse.
- Ferdigtilstand med FE verktøy
 - Pre-Prosessering.
 - * Bestemmelse av geometri, materialegenskaper og laster etter EC.
- FE analyse
 - Kombinering av laster etter EC.
 - Resultat i form av bjelke og platekrefter.
- Post-Prosessering/Kodesjekk
 - Krefter fra FE-program overføres til mathcad⁶ For kapasitetsanalyse.
- Diskusjon og analyse av byggetilstand og transport.
- Konklusjon.

Før en begynner å analysere bruene i tidligstadiet vil konstruksjonens virkemåte bli presentert i et teorikapittel som følger på neste side.

⁶Mathcad er utviklet av Mathsoft PTC med formålet om å gjennomføre beregninger med visuelle matematiske notasjoner. Programmets oppbygning gjør det enkelt å gjøre gjennbruk av beregninger som er hensiktsmessig når en skal bestemme optimale verdier som har flere varierende inngangsparametere.

Del I

Teori

Per Tveit utviklet nettverksbruen som brukonsept, igjennom sin masteroppgave ved NTH på midten av 1950-tallet. Tveit har arbeidet en mannsalder med brutypen og har utgitt mange godt dokumenterte og gjennomarbeidede publikasjoner innenfor emnet. Tveit sin definisjon av brutypen er definert under.

Definisjonen av en nettverksbru:

The network arch is an arch bridge where some hangers cross each other at least twice Tveit (2013).

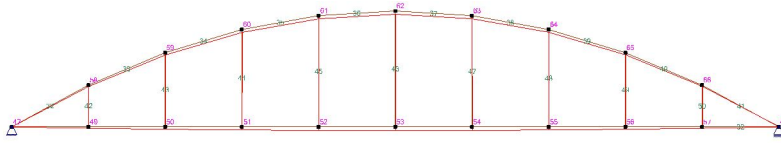
Tveit har gjort sine erfaringer og publikasjoner tilgjengelige for alle. På denne måten kan alle som har interesse for konstruksjonen få tilgang til informasjon igjennom linken gitt under.

<http://home.uia.no/pert/index.php/>.

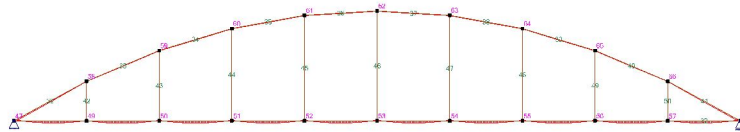
2 Hvorfor velge nettverksutforming i brukonstruksjoner

Nettverksbruen har i stor grad samme funksjonelle virkemåte som et fagverk. Buen har i likhet med fagverket en overgurt og undergurt med aksiale krefter. I gurtene utvikler det seg minimale momenter under belastning grunnet konstruksjonens utforming. Kablene skiller seg følgelig fra fagverket med at disse aldri kan stå i trykk, ettersom kabler bare kan ta strekkrefter. For å forstå virkemåten er det hensiktsmessig å sammenligne nettverksbuen med en toleddsbue med vertikale hengestag. Under uniforme belastninger på undergurten, får overgurten i toleddsbuen liten bøyning ettersom krumningen i overgurten er små over buens lengde.

Figuren under viser deformasjonslinjen til en bue med vertikale hengestag under jevn belastning på undergurt. Momentene som opptrer i undergurten er momenter som følge av 'lokale belastninger'.

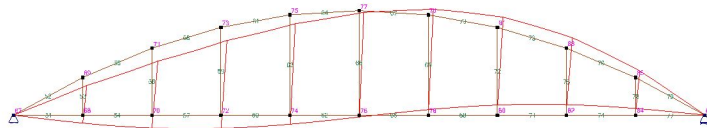


Figur 4: Deformasjonslinje under uniform belastning på hele brubanen.

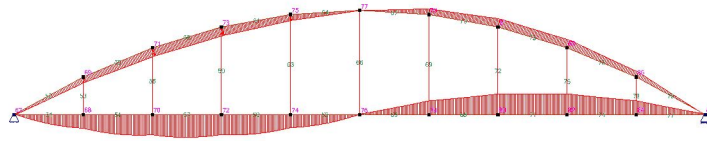


Figur 5: Momentdiagram under uniform belastning på hele brubanen.

En toledds bue med vertikale hengestag er imidlertid svært følsom for skjevlast på brubanen. Skjevlast vil føre til nedbøyninger som ikke er like over buens lengde. Dette medfører at deler av buen får store vinkelendringer. På figuren under er samme buebro med vertikale hengestenger påført en jevnt fordelt skjevlast som virker fra $L = 0$ til $\frac{L}{2}$. Lasten har samme størrelse som i figur 4 og i 5. Av deformasjonslinjen ser en at konstruksjonen får momenter i både undergurt og i overgurt. De største momentene vil være i området hvor vinkelendringen $\frac{d^2f}{dx^2}$ langs linjen er størst. Dette følger av bjelketeorien i sammenhengen mellom moment, krumning og vinkelendring. ($\frac{d^2f}{dx^2} = \frac{1}{R} = \frac{-M}{EI}$). De største momentene vil oppstå i buen og i brubanen i områdene $\frac{L}{4}$ og $\frac{3L}{4}$.

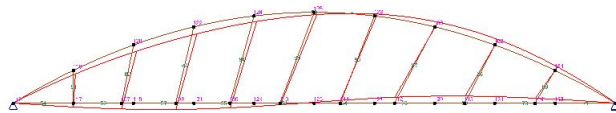


Figur 6: Deformasjonslinje under skjevlast på brubanen



Figur 7: Momentdiagram under skjevlast på brubanen.

Ved å endre strekkstagenes vinkel i toleddsbuen er det mulig å redusere vinkelendringene i buen og brudekket ved belastning. Dette gjør at det oppstår langt mindre momenter i konstruksjonen ved skjevlast. Strekkkablenes vinkler til bueplanet bidrar til økt stivhet, ettersom strekkkablene belastes i en retning hvor buen har bedre stivhet enn vist i figur 6 og 7. På figurene under virker samme laststørrelsen som tidligere med lastutbredelse fra $L = 0$ til $L = \frac{L}{2}$



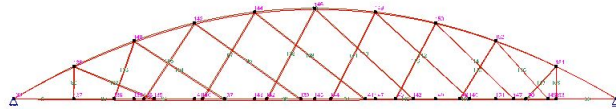
Figur 8: Deformasjonslinje under skjevlast på brubanen. Ved å endre vinklene på strekkstagene blir vinkelendringen i deformasjonslinjen mindre enn med ved bruk av vertikale hengestag.



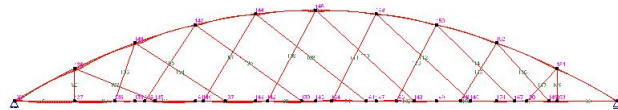
Figur 9: Momentdiagram under skjevlast på brubanen. Momentene i konstruksjonen blir mindre ved å endre vinkelen på hengestagene ved skjevlast.

Ved å innføre flere sett med hengere får en ytterligere stivhetsbidrag til konstruksjonen. På figurene under er antall strekkabler økt fra 9 til 18, samtidig som vinklene strekkablene i utgangspunktet hadde til grunnplanet er endret. På konstruksjonen under virker samme skjevlast som vist tidligere ifra $L = 0$ til $L = \frac{L}{2}$.

Fra deformasjonsfiguren kan en se at vinkelendringen er ytterligere redusert. Nettverksbuen får av denne grunn små momenter ved skjevlast og det virker i hovedsak aksialkrefter i konstruksjonen.



Figur 10: Deformasjonslinje under skjevlast på brubanen. Nettverkskonstruksjonen får liten vinkelendring i deformasjonslinjen sammenlignet med tradisjonelle 2ledd/3ledd buer med vertikale strekkabler.



Figur 11: Momentdiagram for nettverkskonstruksjon under skjevlast.

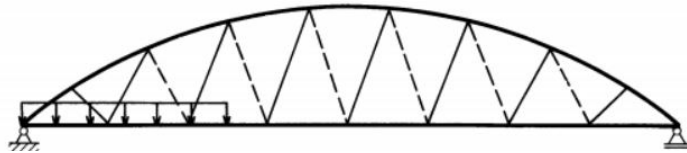
Bruer vil alltid være utsatt for skjevlast i vanlig bruk i form av trafikk. I nettverksbruer er hensikten å orientere strekkablene i en slik vinkel at buen får kraftinnføring i en retning hvor denne har høyere stivhet. Dette gjør at konstruksjonen blir meget robust under skjevlast.

Ettersom det oppstår små momenter i konstruksjonen under skjevbelastning er det ofte mulig å redusere de forskjellige konstruksjonsdelenes motstand mot bøyning (2. arealmoment). Ofte betyr dette at det er mulig å redusere tverrsnittsarealet til de forskjellige konstruksjonsdelene, ettersom motstand mot bøyning er definert ut fra tverrsnittsarealet ($I = \int_A y^2 dA$). Denne egenskapen gjør at det er derfor mulig å lage nettverksbruer med lave egenvekter. Samtidig kan en redusere materialkostnadene ved utførelse.

I hviletilstanden vil alle kablene i konstruksjonen ha strekk. Når et last-tog beveger seg over brubanen kan enkelte av kablene bli slappe. Slappe kabler reduserer buens globale kapasitet og motstand mot knekking. Det er derfor viktig at brubanen har tilstrekkelig vekt, slik at det er strekk i kablene og buen mobiliseres ved alle last-tog/skjevbelastninger.

Illustrasjonen under viser kabler som blir slappe under skjevlast. Illustrasjonen er lånt fra Tveit (2012). Nettverkskonstruksjonen vil nå oppføre seg på tilsvarende måte som vist i figurene 8 og 9 hvor en får momenter i buen og redusert kapasitet mot knekking.

I SLS er det ikke kritisk om enkelte av kablene blir slappe under vedlikeholdsarbeider eller utskiftning av brukabler. I denne situasjonen er buen ikke utsatt for skjevlast. I ULS er det derimot viktig med kontroll av kablene ved store last-tog og skjevlast.

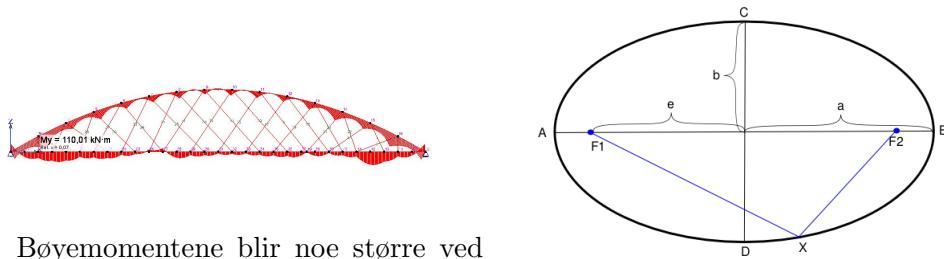


Figur 12: De stiplede linjene indikerer kabler som blir slappe under belastning på venstre buedel.

3 Utforming av nettverksbruer

Selve buekonstruksjonen er ofte utformet i stål av praktiske grunner, ettersom disse kan produseres i hele stålelementer og sveises opp til momentstive ledd på byggeplass under montasje. Under moderate spennvidder kan H-profiler benyttes til utforming av selve buen. I Norge har triangulærtversnitt vært benyttet på landets to første netverksbruer, ved Bolstadstraumen og ved Steinkjær. Ved større spennvidder har bokseprofiler og sirkulære profiler vært benyttet (Brandangersundet bru er utformet med et sirkulært buetversnitt). Limtrebuer kan gjerne benyttes i nettverkskonstruksjoner, men ofte begrenses lengdene av buene ved transport langs veinettet. Det kan være utfordrerne og gjøre sammenkoblinger av limtrebuer momentstive på byggeplass og det er derfor vanskelig å lage lange buer som rene limtrekonstruksjoner.

Valg av formfunksjon for buen kan gjøres på flere forskjellige måter. Buene kan få sirkelformer, parabelformer eller elipseformer. Parabelformen er som kjent den ideelle bueformen under en uniform belastning på en 3-ledds bue ettersom den andrederiverte av parabelfunksjonen blir null for alle x . I dette lasttilfellet vil det derfor ikke opptre bøyemomenter og skjærkrefter.



(a) Bøyemomentene blir noe større ved vindportalene.

(b) Dette kan motvirkes ved å redusere bueradien i disse områdene.

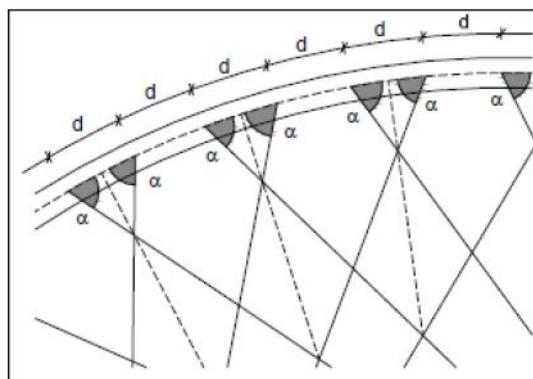
Figur 13: Bøyemomenter i områdene ved vindportalene

Av produksjonsmessige årsaker velges ofte sirkelformen i bueutformingen ettersom denne har en konstant radius. Dette gjør tilpasning i produksjonsutstyr rimeligere enn ved bruk av parabelformer eller ellipseformer.

Den ideelle bueutformingen for en nettverksbue har tidligere vært studert av Brunn og Schanack (2003). Bøyingsmomentet i buen under belastning er relativt konstant, men i områdene rundt vindportalene blir bøyemomentene større. Brunn og Schanack (2003) har kommet frem til buens form bør være litt skarpere i områdene i nærheten av vindportalene for å redusere denne effekten (redusert radius bueradius i områdene i nærheten av vindportalene). Dette medfører at den ideelle nettverksbruen har formen som en ellipse.

Kablene kan utformes på forskjellige måter. Kablene kan være vaier-kabler eller slanke stag av stål. Nødvendig kabeldiameter avhenger av aksialkraften kablene påføres. Ettersom nettverkbruer har langt flere kabler enn tradisjonelle buekonstruksjoner er vanlig å benytte tynne kabler hvor diameteren varierer mellom 40-60mm.

Kablens geometriske utforming i forhold til brubane og bue kan også gjennomføres på flere forskjellige måter. Brunn og Schanack (2003) utviklet et effektivt kabelsystem med navnet *Radial hanger arrangement*. Dette systemet benytter lik avstand mellom alle innfestningsnoder i buekonstruksjonen for å få best mulig utbredelse fra kabelstrekket inn i buen (d). Kablens vinkel (α) til buen i dette innfestningssystemet er konstant langs hele konstruksjonen.



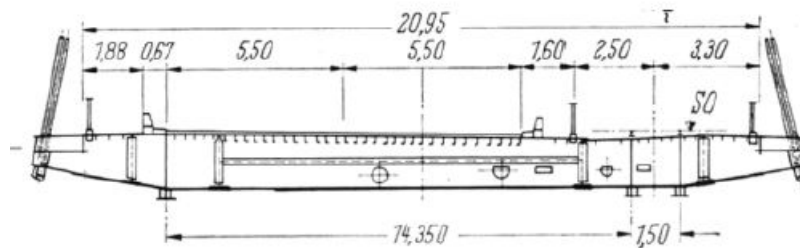
Figur 14: Radial hanger arrangement

For å forhindre vibrasjoner i kablene og at kablene skal skape friksjon mot hverandre benyttes ofte en beskyttelsesmekanisme i krysningpunktene mellom buekablene.



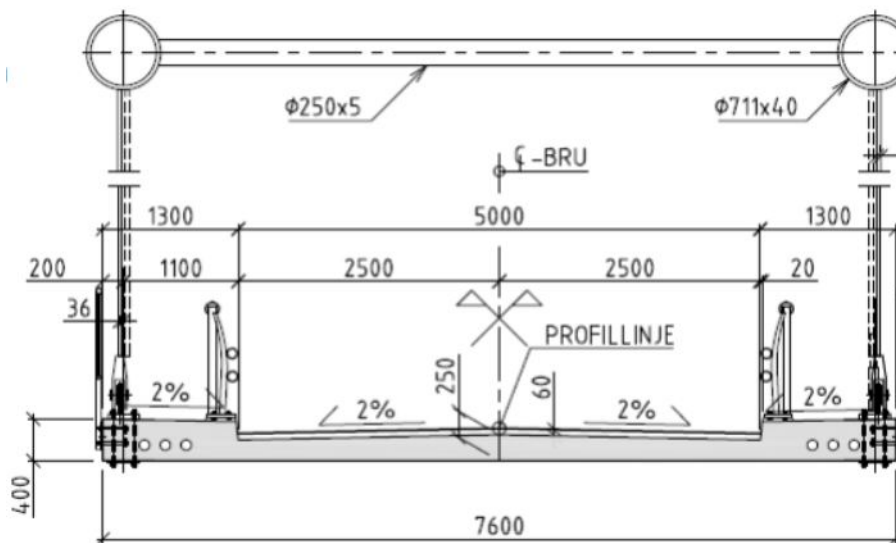
Figur 15: Beskyttelsesmekanisme for å forhindre friksjon mellom brukablene.

Det finnes også flere forskjellige utformingsmuligheter av undergurter og brudekke. Undergurter og tverrbærere i stål er et vanlig brukt system for å bære en brubane i betong. Undergurtene i stål tar i dette utformingsprinsippet de horisontale kraftkomponentene fra buens aksialkraft ved opplager. Tverrbærerne benyttes for å føre belastninger fra brudekket inn i undergurtene og deretter inn i kablene.



Figur 16: Fehrmannsundet bru i Tyskland er utført med tverrbærere

Et annet vanlig brukt system er dekke i betong med kantdrager. Spennkabler legges i kantdragerne og benyttes til å holde horisontalkomponenten til buen ved opplager. Betongdekket gir god lastutbredelse fra punktlaster (akselaster) fra brubanen inn til kantdragerne (8 – 10· platetykkelsen) i forhold til ved bruk av tverrbærere hvor hele aksellasten må gjennom tverrbjelken når lasttoget beveger seg over brubanen.



Figur 17: Spennarmert brudekke på Brandangersundet bru

Vindfagverket har som oppgave og avstive konstruksjonen ut av planet. Vindfagverk kan utføres som andre avstivningsystemer. Typiske løsninger er utforming av K og Z fagverk med stålprofiler.

4 Byggemetoder

Et viktig aspekt, som det ofte ikke legges stor vekt på under bruprosjekteringen er den praktiske gjennomføringen og byggingen av konstruksjonen. Etersom nettverkskonstruksjonen har høy stivhet er det mulig å redusere materialkostnadene ved å benytte mindre materialer enn ved bygging av tilsvarende andre brutyper.

Den lette konstruksjonsvekten gjør det mulig å tenke annerledes under utførelsen av konstruksjonen. Både i Norge, Japan og i USA har bygging av hele bruer foregått på land. Bruene har deretter blitt transport til brupilarene med lektere (Float inn). Rhode Island's Providence River bridge ble flyttet med lektere i ferdig tilstand til brupilarene. I Norge ble Brandangersundet bru ferdigstilt i Sløvågen før hele konstruksjonen ble flyttet med shearlegkraner. Lake Champlain bridge ble fraktet på lektere og heist med fastmontert heiseutstyr til oppleggspunktene.



Figur 18: Float inn av Rhode Island's Providence River bridge (USA).



Figur 19: Transport av Brandangersundet bru med to shearleg kraner (Norge).



Figur 20: Heising av nettverksbru ved Lake Champlin (USA).

Nettverksbruer bygges også på tradisjonell måte med midlertidig understøttelse av brudekke (stick building). Her benyttes midlertidige staver for å holde buene under montasje. Stavene, som egentlig er jekketårn, kan justeres i lengderetningen, slik at når buen er ferdig montert kan trykkraften i stavene gradvis reduseres slik at buen får aksialkraft og bærer seg selv.



Figur 21: Stickbuilding av nettverksbruen Blennerhasset, Ohio (USA).

5 Kapasitetsutnyttelse

Forenklet beregningsmetode for aksialkrefter i buen Tveit (1966):
 Det globale momentet finnes for en uniform fordelt last på brubanen med bruk av kraftlikevekt.

$$M(x) = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} \quad (1)$$

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{qL}{2} \frac{L}{2} - \frac{q\left(\frac{L}{2}\right)^2}{2} \quad (2)$$

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{qL^2}{4} - \frac{qL^2}{8} \quad (3)$$

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{qL^2}{8} \quad (4)$$

Det indre kraftparet i konstruksjonen som motvirker de ytre belastningene, finnes på tilsvarende måte som ved beregning av fagverk. Ved å dividere det globale momentet med avstanden mellom senterlinjen på gurtene i konstruksjonen finnes kreftene i gurtene.

$$N = \frac{qL^2}{8h} \quad (5)$$

$$N = \frac{qL^2}{8h} \quad (6)$$

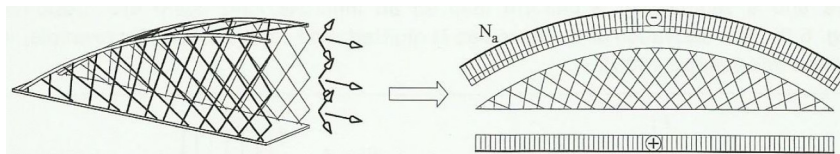
I nettverksbuen er ikke strekkablene orientert vertikalt i det globale koordinatsystemet. En antagelse er at kablene er orientert med en konstant vinkel α i forhold til buen. Når kablene får strekk medfører dette at kablene vil bidra til den globale kraftlikevekten i horisontalretningen. Av denne grunn vil overgurtene få noe større kraft enn brudekket. I Per Tveit sitt arbeid med utviklingen av nettverksbuen foreslår det i Tveit (1966) at følgende formler for normalkrefter i overgurt og undergurt kan benyttes. Formlene under gjelder for lasttilfellet med uniform belastning over brubanen. Formlene tar utgangspunkt i at momenter, og derfor også skjærkrefter, $V = \frac{d}{dx}M(x)$, blir små, og kan neglisjeres i et tidlig stadie i designprosessen.

Aksialkrefter i undergurt og overgurt i nettverksbue:

$$N_a = -\frac{qL^2}{8h} + \frac{qh}{2 \tan^2 \alpha} \quad (7)$$

$$N_t = \frac{qL^2}{8h} - \frac{qh}{2 \tan^2 \alpha} \quad (8)$$

Horisontalkomponenten til strekkablene i sentrum ($\frac{L}{2}$) av bruene kan finnes ved $N_h = \frac{qh}{\tan^2 \alpha}$. Illustrasjonen er lånt fra Schanack (2008).



Figur 22: Normalkrefter i kabler og gurter.

6 Stabilitets og knekkingsanalyse i nettverksbuer

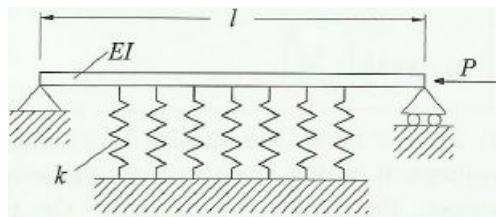
For en slank bærekonstruksjon er sikkerhet mot knekking i konstruksjonen et viktig tema, ettersom enkelte av konstruksjonsdelene er utsatt for store trykkkrefter. Knekkingsanalysen som gjennomføres bør derfor baseres på

systemknekking og ikke tradisjonell stavknekking. For nettverksbruer, med vindfagverk er det i hovedsak 2 forskjellige former for knekking.

- Knekking i buens plan.
- Sideveis knekking av vindfagverk.

6.1 Knekking av konstruksjon i buens plan

Knekking av nettverksbuen i buens plan ble første gang analysert av Per Tveit i Tveit (1973). Det ble antatt en knekkform for buen, slik at det var mulig å etablere en matematisk modell. I senere tid har Franck Schanack også arbeidet for å etablere en analytisk modell for knekkformen i buens plan. Modellen er beskrevet i Schanack (2008) ved uniform belastning. Den matematiske modellen tar utgangspunkt i teorien *stav på elastisk underlag*.



Figur 23: Stav på elastisk underlag

$$N_{cr} = \left(\frac{n\pi}{l}\right)^2 EI + \left(\frac{l}{n\pi}\right)^2 k \quad (9)$$

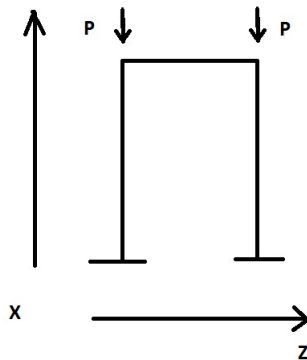
Utrykket ovenfor (9) er delt opp i to deler. Den venstre delen er den kjente Euler utledningen for aksielt belastede staver. På høyre siden er det innført et bidrag fra fjærstivhet til den kritiske knekklasten (fjærstivhet for elastisk underlag pr meter lengde av staven). For nettverksbuen vil den høyre delen representere bidraget til den kritiske knekklasten som strekkablene gir til buen. For å gjøre uttrykket ovenfor representativt for nettverksbruer må følgelig den venstre delen transformeres til en bueformet stav som følger nettverksbuens geometri. På tilsvarende måte må den høyre delen transformeres for å representere fjærstivheten til hengestenger med radiell innfestning. Hele utledningen fra ligning (9) frem til uttrykket vist i (6.1) er vist i Schanack (2008).

Knekking av bue i buens plan med radielle elastiske strekkstag er gitt ved følgende ligning:

$$N_{cr} = \left[\left(\frac{n\pi}{\alpha_0} \right)^2 - 1 \right] \frac{EI}{R^2} + \frac{E_h A_h n_h R \sin^3 \alpha_h}{\left(\frac{n\pi}{\alpha_0} \right)^2 - 1} \quad (10)$$

6.2 Sideveis knekking av vindfagverk - ut av buens plan

Knekklasten ut av planet kan bestemmes ved å analysere en vanlig portalramme.



Figur 24: Knekking av portalramme

Portalrammen kan knekke symmetrisk og asymmetrisk. Den første knekkformen er den asymmetriske. I Schanack (2008) foreslås en analytisk beregningsformel for knekklast i vindportal. Formelen er testet numerisk med mange portallengder og feilmarginen skal ligge i området 1-2% med portallengder opptil 16meter.

Knekking av bue ut av buens plan

$$N_{cr} = \frac{2\pi^2 EI}{L_{port}} \cdot \left(\frac{2}{3} - \frac{h}{5L_{port}} \right) \quad (11)$$

Del II

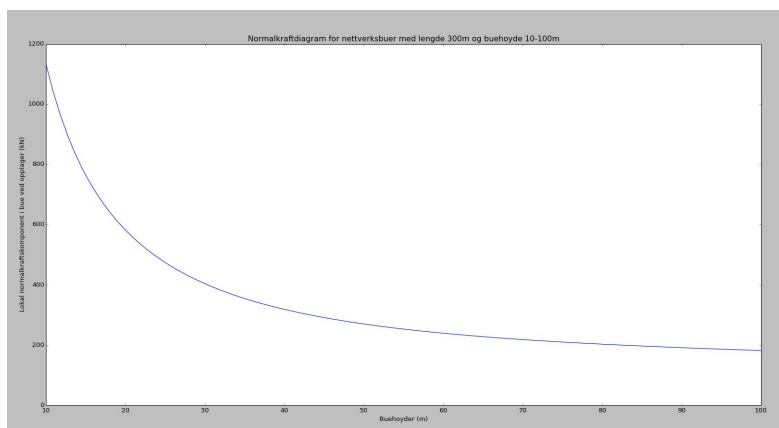
Tidligstadieanalyse

Tidligstadieanalysen har til hensikt å kartlegge geometri, masser og materialvalg. I dette kapitlet skal laster og geometri fastsettes for grove analyser (håndberegninger). Det bygges senere en modell i FE-verktøyet Staad Pro.

7 Geometri og egenvekter

7.1 Buer

Som beskrevet i teorikapittelet får buene i nettverkskonstruksjoner svært små bøyemomenter ved uniform belastning og ved skjevlast. For å finne en fornuftig buehøyde som gir moderat normalkraft i buen tas det utgangspunkt i Tveits formel for aksialkraft i ligning (7). Det itereres over et stort antall høyder (h) under en enhetsbelastning. Dette er gjort ved å skrive et kort program i Python (Python (2014)). Det undersøkes buehøyder fra 10-100m.



Scriptet til Python-programmet ligger som vedlegg i 13.1. Det er gjort en enkel kontroll med FE-programmet Fokus konstruksjon Software (2014) ved noen av de aktuelle buehøydene for kontroll av normalkraften. Av plottet kommer det frem at normalkraften ved opplegg blir stor ved lave buehøyder. Dette forekommer fordi buens vinkelåpning til horisontalplanet blir liten og buens normalkraft får en stor horisontalkomponent i det globale aksesystemet. Normalkraften i buen ved opplegg synker drastisk ved økning av buehøyde. Ved høyde $h=43\text{m}$ avtar vinkelendringen og videre økning av buehøyde resulterer i liten endring i normalkraften ved opplegg. I praksis vil økning av buehøyde medføre at buen blir lengre og dette vil medføre at egenvekten blir større. Det er ikke tatt hensyn til effekten av endringer i buens lengde i tidligstadiet. Den eneste parameteren som påvirker aksialkraften er en jevn enhetsbelastning over brubanen. Dette gir et forhold mellom buehøyde og brulengde på $\frac{43\text{m}}{300\text{m}} = 0.143$. Resultatene fra beregningen stemmer godt overens med anbefalinger igjennom Tveit sine publikasjoner. I Tveit (2013) anbefaler Tveit å benytte et forhold mellom buehøyde og lengde som ligger i området 0.15-0.18 og det velges derfor en buehøyde på 45m. Dette

gir et forhold mellom buehøyde og lengde på $\frac{h}{L} = 0.15$.

Ettersom produksjon av buelementer er mindre kostbart når bueradien er konstant er det lagt til grunn en sirkelformet bue i denne oppgaven. Det er aktuelt å benytte en løsning hvor buen består av en sammensetning av flere rette segmenter som kan sveises sammen på byggeplass. For å etablere buens geometri tar en utgangspunkt i bruk av sirkelligningene.

Ved å omskrive sirkelligningene kan en lage en buefunksjon med kartesiske koordinater. Sirkelligningen er gitt ved:

$$R^2 = x^2 + y^2 \quad (12)$$

Sirkelen kan uttrykkes som en funksjon av x .

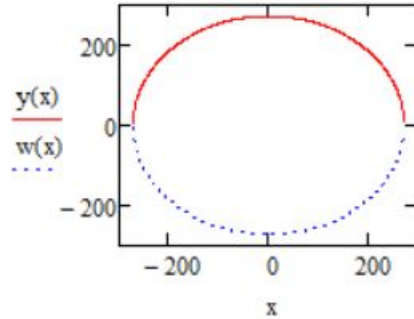
$$y(x) = \sqrt{R^2 - x^2} \quad (13)$$

Radiusen kan uttrykkes som en funksjon av lengden L og pilhøyden h . Dette gjøres med utgangspunkt i sirkelligningene.

$$\begin{aligned} R^2 &= x^2 + y^2 \\ R^2 &= \left(\frac{L}{2}\right)^2 + (R - h)^2 \\ R^2 &= \frac{L^2}{4} + R^2 - 2Rh + h^2 \\ R &= \frac{h}{2} + \frac{L^2}{8h} \end{aligned}$$

Ved å sette R i uttrykket over inn i (13) fås følgende sammenheng.

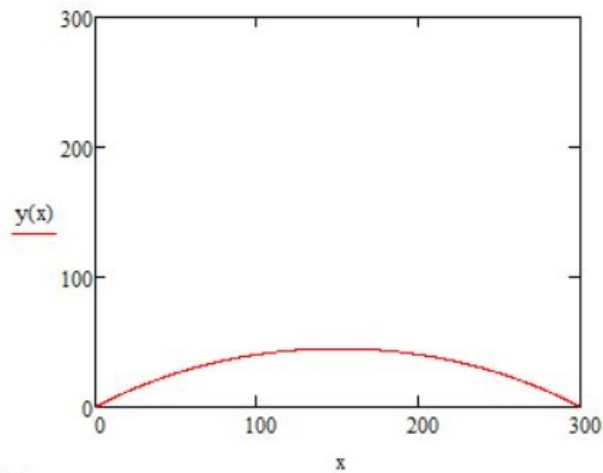
$$y(x) = \sqrt{\left(\frac{h}{2} + \frac{L^2}{8h}\right)^2 - x^2} \quad (14)$$



Figur 25: Plot av funksjon i 14.

Horisontalforskyver $y(x)$ ved å legge til $-L/2$ til variabelen x og vertikalforskyver buen ved å gjøre den største verdien av y lik h ved å legge til $-R + h$ til uttrykket. Dette gir følgende funksjon.

$$y(x) = \sqrt{\left(\frac{h}{2} + \frac{L^2}{8h}\right)^2 - \left(-\frac{L}{2} + x\right)^2} - \frac{h}{2} + \frac{L^2}{8h} + h \quad (15)$$



Figur 26: Plot av sirkelfunksjon - Kontroll $y(\frac{L}{2}) = 45m$ OK

Sirkelfunksjonen for buen er bestemt. For å fastsette buens lengde kan en integrere over kurven. Buens masse kan deretter bestemmes ved å multiplisere lengden med ønsket tverrsnitt og tyngdetettheten til materialet som ønskes å benyttes. Lengden av sirkelen bestemmes med sammenhengen vist under.

$$L_{bue} = \int_0^L \sqrt{1 + \left(\frac{d}{dx}y(x)\right)^2} dx \quad (16)$$

Integrasjon over $L=300m$ angir buens lengde til $L_{bue} = 317688mm \approx 318m$. I tidligstadiet forutsettes buens tverrsnittsareal å være konstant (det samme gjelder for tyngdetetthet). Under gitte forutsetninger beregnes buens masse (en bue) av:

$$m_{bue} = A_{bue}\rho_{bue}L_{bue} \quad (17)$$

Ståltettheten forutsettes å være $\rho_{bue} = 7850 \frac{kg}{m^3}$. Tverrsnittet anslås til å være 1016mm i ytre diameter og 956mm i indre diameter ($t=30mm$).

Buens masse blir da

$$m_{bue} = A_{bue}\rho_{bue}L_{bue} = 231.7ton \quad (18)$$

For to buer blir den samlede massen lik $2m_{bue} = 463.4ton$.

7.2 K-fagverk

Det forutsettes at det blir totalt $n=34$ K-utforminger mellom hver bru. Det antas at det kan benyttes $\varnothing=250mm$ i slike fagverk. Godstykkelsen til stålet anslås til å være 10mm. Til hvert fagverk benyttes 34.8m med stålprofiler. Den samlede lengden av stålet som trengs til å utforme alle fagverkene blir da $1.184 \cdot 10^3m$. Tverrsnittsarealet til det sirkulære $\varnothing 250$ profilet beregnes med $A_k = \pi(D-t)t = 7.540 \cdot 10^3mm^2$.

Et overslag på massen av alle fagverk blir $m_k = A_k \cdot L_k n_k \cdot \rho_k = 7.54 \cdot 10^3mm^2 \cdot 34.8m \cdot 34 \cdot 7850 \frac{kg}{m^3} = 70.08ton$.

7.3 Hengekabler

I hver bue vil det være tilsammen 70 hengekabler. Tilsammen, på hver bro, vil det være 140stk. På hver bro er det tilsammen 5254m hengekabel.

Dette gir en samlet masse av alle hengekablene på $m_h = \rho_h \cdot A_h \cdot L_{h.akm} = 116.6tonn$.

7.4 Brudekke

Det forutsettes at den totale bredden på brutverrsnittet blir omtrent 15.4m. Dekket deles grovt inn kantdragere og føringsbredde. Veibanen og kantdra-

Konstruksjonsdel	Masse
Buer (2stk)	463.5ton
Kantdragere (2stk)	1071ton
Føringsbredde	2426ton
K-fagverk (34stk)	70.8ton
Hengekabler (140stk)	116.6ton
Akkumulert	4147.4ton

Tabell 1: Anslag av masser på ferdig bru.

gerne vil ha fall på noen prosent.

Tverrsnittshøyde på de to konstruksjonsdelene anslås å være:

- Høyde kantdrager: 500mm.
- Høyde føringsbredde: 350mm.

Tyngdetettheten til lettbetong LB65 er tilnærmet $\rho_{LB65} = 2100 \frac{kg}{m^3}$ og brulengden er 300m. Antar føringsbredden å være 11.0m og bredden på hver kantdrager å være 2200mm. Med utgangspunkt i dette anslås brudekkets vekt.

Massen av brudekket i føringsbredden beregnes til $m_f = 2426ton$

Massen av to kantdragerne beregnes til $2 \cdot m_k = 1071ton$

7.5 Evaluering av transport

Den samlede tyngden av konstruksjonen i ferdigtilstanden består av massen til brudekket, hengekabler, buer og K-fagerk. Massene er angitt i tabellen under.

Den ferdige konstruksjonen har en masse på 4147tonn. Lastberegningen finnes som vedlegg i 13.3. Ved å løfte hele konstruksjonen med shearleg på tilsvarende måte som benyttet under byggingen av Brandangersundet bru, blir nødvendig løftekapasitet pr kran 2073tonn. Leie av slike kraner er kostbart og det finnes kun noen kraner i Europa med tilsvarende kapasiteter.

Det er derfor hensiktsmessig å flytte brua med et midlertidig stålskjelett hvor en avventer å gjennomføre alle støpearbeider til konstruksjonen er flyttet til brupilarene. For å gjennomføre dette blir det nødvendig å etablere

Konstruksjonsdel	Masse
Buer (2stk)	463.5ton
Midlertidige undergurter (2stk)	177.9ton
Tverrbærere	162.5ton
Trebjelkelag	43ton
K-fagverk (34stk)	70.8ton
Hengekabler (140stk)	116.6ton
Akkumulert	1034ton

Tabell 2: Overslag av masser til midlertidig stålskjelett.

et midlertidig bæresystem. Et slikt systemet vil ha tre hovedoppgaver. Den første oppgaven er å opprettholde global likevekt, slik at det er mulig å flytte konstruksjonen. Det må derfor etableres en undergurt som er i strekk under transport. Til denne undergurten må hengekablene festes, slik at disse overfører krefter til buen. Den andre oppgaven til det midlertidige bæresystemet vil være å bære brudekkets forskalingen og armeringen under transport. Det er hensiktsmessig å armere hele bruplatten på land før konstruksjonen flyttes, slik at den enkelt kan løfte med landbaserte kraner inn i forskalingen. Forskalingen transporteres med ferdig oppbundet armering, slik at støpearbeidene kan begynne med en gang bruen er plassert på landkarene. Den tredje oppgaven er å avstive den midlertidige konstruksjonen for krefter som virker ut av planet under transport, slik at understellet fungerer som en stiv skive i planet.

Stål skjellet

Å flytte konstruksjonen med et midlertidig bæresystem gjør transporten mulig, med omtrent $\frac{1}{4}$ av vekten i ferdigtilstanden. Dette åpner for å benytte løfteutstyr med kapasiteter på rundt 650 tonn pr enhet hvis bruen løftes i punktene $L = 0$ og $L = 300m$.

8 Evaluering

En kapasitetsanalyse for buene gjennomføres ved bruk av formlene til Tveit som, tidligere er vist i teorikapittelet. Det er prøvd flere forskjellige dimensjoner for buene, og en kommer frem til at stålbuetverrsnitt med $\text{Ø}1016mm \cdot 30mm$, skal være tilstrekkelig for buene. Det er også utformet forskjellige

geometrier for konstruksjonen i tidligstadiet med tanke på knekkning av buene. Dette blir illustrert senere. Ved å benytte Schanak sine formler for knekking, kommer en frem til at knekking i buens plan, vil inntreffe ved omtrent 19000kN, ved å fylle betong i buene, får en betydelig økning av buens knekkings kapasitet og buene får kapasitet på omtrent 42000kN i den mest kritiske knekkformen.

Håndberegningene er vist i vedlegget.

Det forutsettes at en kan benytte en tykkelse på bruplata på 350mm ved overgangen til kantdragerene. Selve kantdragerne får tykkelsen 500mm. Dimensjonerende kapasiteter til buekablene kan hentes som tabellverdier hos kabelprodusentene. En kabeldiameter på 60mm med stålkvaliteten S460 antas å være tilstrekkelig.

Vindfagverk antas å bli lite utnyttet i tidligstadiet.

Del III

Laster etter eurokodene

9 Laster

9.1 Permanente laster

Permanente laster er belastninger som virker på konstruksjonen, i løpet av konstruksjonens levetid. Dette gjelder også laster som i fremtiden kan bli varige, slik at alle fremtidige egenlastsituasjoner blir dekket.

9.1.1 Egenlaster

Buekonstruksjon

For stålbuen legges det til grunn en tyngdetetthet til buen lik $\rho_{bue} = 7850 \frac{kg}{m^3}$. Det er tatt utgangspunkt i stålkvalitet S460.

Strekkabler

Det antas tilsvarende tyngdetetthet for strekkablene på $\rho_h = 7850 \frac{kg}{m^3}$ og stålkvalitet S460.

Bruplate

Brudekket består av spennarmert betong (samt slakkarmering). Det legges til grunn en vektet fordeling av stål og betong som gir en samlet tyngdetetthet på $\rho_t = 2100 \frac{kg}{m^3}$. Dette tilsvarer tyngdetettheten til lettbetong. Det antas LB-65 for bruplata.

Slitelag

Utgangspunktet for beregning av massetettheten til bruas slitelag er angitt i Håndbok185 (2011). Utgangspunkt for valg av slitelagets tyngde bestemmes av bruas spennvidde L .

Største spennvidde l [m]			
$l \leq 10$	$10 < l \leq 50$	$50 < l \leq 200$	$l > 200$
5,0 kN/m ²	3,0 kN/m ²	2,5 kN/m ²	2,0 kN/m ²
(200 mm)	(120 mm)	(100 mm)	(80 mm)

Figur 27: Håndbok 185. Valg av flatelast som representerer slitelag.

For $L > 200m$ velges $q_s = 2.0 \frac{kN}{m^2}$ med minimumstykkelse på 80mm.

Rekkverk

Tyngdetettheten til bruens rekkverk anslås konservativt til å være $\rho_r = 90 \frac{kg}{m}$.

9.2 Variable laster

Variable laster er belastninger på konstruksjonen som varierer over tid. Disse kjennetegnes ved at det er knyttet usikkerhet til belastningen, og beskrives derfor ofte med en stokastisk modell. For brukonstruksjonen vil følgende variable belastninger være aktuelle:

- trafikklaster
 - vertikale
 - horisontale
- naturlaster
 - snølast
 - vindlast

- temperaturlaster
- seismiske laster(jordskjelv)
- andre variable laster
 - laster som påføres konstruksjonen under midlertidige faser som fabrikasjon, installering, vedlikehold, reoperasjoner og lignende.

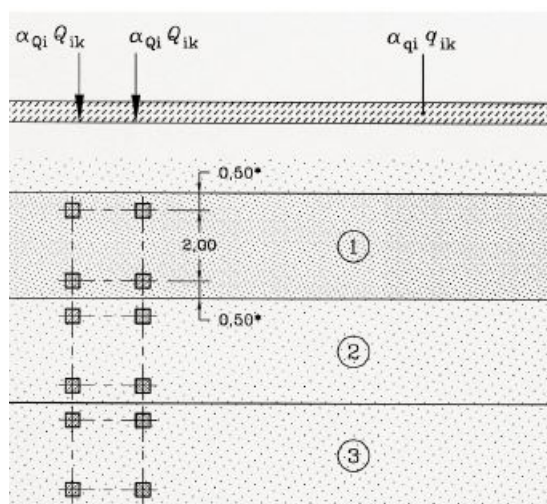
9.2.1 Trafikklast - Vertikale

For å bestemme trafikklast benyttes eurokodens '*Forskrift for trafikklast*' NS-EN1991-2 (2003).

For å bestemme lastvirkningene på brubanen tar standarden utgangspunkt i nominelle kjørebaneer. Kjørebaneene er uavhengige av plasseringen av de virkelige kjørebaneene og beregnes ut ifra tabell 4.1 NS-EN1991-2 (2003). En total kjørebanebredde på $w = 10500mm$, inkludert havarilomme, medfører at det skal beregnes trafikklast for 3 nominelle kjørebaneer for konstruksjonen. Kjørebaneene får nominell bredde $w_i = 3.0m$. For hver nominelle kjørebane skal det tilregnes forskjellige lastvirkninger. Lastvirkningene skal plasseres på de forskjellige kjørebaneene slik at de opptrer på mest ugunstig måte for konstruksjonen. Konstruksjonen skal kontrolleres under 3 forskjellige lastmodeller.

Lastmodell 1:

Lastmodell 1 består av sammensetning av to systemer. Det første systemet er en dobbel-akslet konsentrert belastning. Dette er punkbelastninger som skal representere aksler. I tillegg skal det benyttes et uniformt fordelt system. De karakteristiske verdiene for LM1 bestemmes for de to systemene fra Tabell 4.2 i NS-EN1991-2 (2003). Lastenes plassering i kjørebaneen er angitt på illustrasjonen under.



Figur 28: Figure 4.2a EC1-2 lastens plassering i kjørebanelen.

I det nasjonale tillegget finnes korreksjonsfaktorer for dimensjonering av norske bruer, α_{qi} og α_{Qi} . I Norge skal følgende korreksjonsfaktorer benyttes.

$$\begin{aligned} \alpha_{Qi} &= 1.0 \text{ for } i = 1, 2 \text{ og } 3 \\ \alpha_{q1} &= 0.6 \\ \alpha_{qi} &= 1.0 \text{ for } i \neq 1 \\ \alpha_{qr} &= 1.0 \end{aligned}$$

Kjørefelt	Dobbel-akslet last ($Q_{ik}\alpha_{Qi}$)	Uniform fordelt last $q_{ik}\alpha_{qi}$
Nominell bane 1	$300kN$	$5.4 \frac{kN}{m^2}$
Nominell bane 2	$200kN$	$2.5 \frac{kN}{m^2}$
Nominell bane 3	$100kN$	$2.5 \frac{kN}{m^2}$
Andre områder		$2.5 \frac{kN}{m^2}$

Tabell 3: LM1 med norske korreksjonsfaktorer.

I lokale beregninger skal spredningen av konsentrerte laster igjennom bru-
banen antas en lastspredningsvinkel på $\alpha = 45$ deg.

Lastmodell 2:

Lastmodell 2 består av en enkelt aksellast som kan plasseres hvor som helst
i kjørebanelen på brua. Lastens størrelse er fastsatt til $\beta_Q Q_{ak}$, hvor $Q_{ak} =$
 $400kN$. I det nasjonale tillegget settes størrelsen til $\beta_Q = 1$. Karakteristisk
aksellast i LM2 blir derfor $400kN$.

Avstanden mellom hjulsettene er definert til $2.0m$ og et hjulsett skal ha
bredde-/dybdeforhold = $0.60m \cdot 0.35m$

Lastmodell 3:

Lastmodell 3 beskriver laster ved bruk av spesielle kjøretøy. Det regnes ikke
med laster fra spesialkjøretøy for denne brutypen.

Lastmodell 4:

For motorvegbruere er ikke *folk i vegbane* et relevant lasttilfelle. Lastmodel-
len kjøres allikevel i analysen. Den karakteristiske størrelsen på flatelasten er
definert til $5 \frac{kN}{m^2}$.

9.2.2 Trafikkklaster - Horisontale

Bremse og akselrasjonskrefter

Akselerasjonslast (fartsøkning eller retardasjonslast) skal virke i kjørebanelene.
Den karakteristiske verdien er begrenset til $Q_{lk} = 900kN$. Dette lasttilfellet
skal kun virke sammen med LM1 og LM2. I EC1-2 er det gitt følgende ut-
trykk for den horisontale lasten:

$$Q_{lk} = 0.6\alpha_{Q1}(2Q_{1k} + 0.10\alpha_{q1}w_1L) \quad (19)$$

$$180\alpha_{Q1}(kN) \leq Q_{1k} \leq 900(kN) \quad (20)$$

$$Q_{lk} = 0.6 \cdot 1 \cdot (2 \cdot 300kN) + 0.10 \cdot 0.6 \cdot 3.0m \cdot 5.4 \frac{kN}{m^2} \cdot L$$

$$Q_{lk} = 360kN + 0.972L = 651.6kN \leq 900kN$$

Dette gir en jevnt fordelt last over bruas lengde på $\frac{651.6kN}{300m} = 2.17 \frac{kN}{m}$.
Uniform last i hvert kjørefelt beregnes til $\frac{2.17 \frac{kN}{m}}{3.0m} = 0.72 \frac{kN}{m^2}$.

Sentrifugalkrefter

Det regnes ikke sentrifugalkrefter på en brukonstruksjon som ikke har horisontalradius.

9.2.3 Temperaturlaster

Temperaturlast på konstruksjonen beregnes i henhold til NS-EN1991-1-5 (2008). Verdier for øvre og nedre lufttemperaturer beregnes etter figurene NA.A1 og NA.A2.

Ettersom konstruksjonen er tiltenkt i kystnære områder på Vestlandet regnes det ikke reduksjon av lufttemperaturen for hver 100 høydemeter.

Lufttemperaturer etter isotermkart EC1-1-5

$$T_{max} = 32 \text{ deg}$$
$$T_{min} = -20 \text{ deg}$$

Jevnt fordelt temperatur for stålbuene

Montasjetemperatur for buene antas å være $T_0 = 10 \text{ deg}$. En antar gruppe 1 for stålbuene.

- $T_{max} = 32 \text{ deg}$
- $T_{min} = -20 \text{ deg}$

Maksimalt temperaturområder for sammentrekning og utvidelse av stålbuene:

- $\Delta T_{N.con} = T_0 - T_{min} = 30 \text{ deg}$ (Sammentrekning).
- $\Delta T_{N.exp} = T_{max} - T_0 = 22 \text{ deg}$ (Ekspansjon).
- $\Delta T_N = T_{max} - T_{min} = 52 \text{ deg}$ (Totalt temperaturspenn)

Jevnt fordelt temperatur på betongdekket

Brudekkets temperatur ved montasje antas å være $T_0 = 10 \text{ deg}$. Gruppe 3 representerer betongdekker etter figur NA.6.1

- $T_{e.max} = T_{max} - 3 \text{ deg} = 29 \text{ deg}$
- $T_{e.min} = T_{min} + 8 \text{ deg} = -12 \text{ deg}$

Maksimale temperaturområder for sammentrekning og utvidelse av betongdekket:

- $\Delta T_{N.con} = T_0 - T_{e.min} = 22 \text{ deg}$ (Sammentrekning).
- $\Delta T_{N.exp} = T_{e.max} - T_0 = 19 \text{ deg}$ (Ekspansjon).
- $\Delta T_N = T_{e.max} - T_{e.min} = 41 \text{ deg}$ (Totalt temperaturspenn)

Temperaturdifferanser

Betongdekket kan få lokale temperaturdifferanser fra overside til underside av bruplata (Tabell NA.6.1.) Etter Tabell NA.6.2 tas det hensyn til belegg på brubanen

- $K_{sur} = 0.7$ for 100mm belegg.
- $\Delta T_{M.heat} = 0.7 \cdot 15 \text{ deg} = 10.5 \text{ deg}$

Underside varmere enn overside av betongdekket iht EC1-1-5 NA.6.1.2 og Tabell NA.6.1.

$K_{sur} = 1.0$ for 100mm belegg

- $\Delta T_{M.cool} = 1.0 \cdot 8 \text{ deg} = 8 \text{ deg}$

Kombinasjonsfaktorer ω_M og ω_N

Det gis kombinasjonsfaktorer i to sett.

- $\omega_N = 1.0$ og $\omega_M = 0.75$
- $\omega_N = 0.35$ og $\omega_M = 1.0$

Det er 8 mulige kombinasjoner av temperaturlaster, fra to sett med kombinasjonskoeffisienter som er gitt av standarden. Se excel ark på neste side. Ved beregning til sikker side kan faktor 1 benyttes for begge faktorene.

Fra isotermkart Grader
 T_max 32
 T_min -20

Montasje temp
 T_0 10

Forutsetter gruppe 3

Betong		For kontroll av fuger
T_e_max	29	10
T_e_min	-12	
deltaT_N_con	22 Kontraksjon	42
deltaT_N_exp	19 Ekspansjon	39
deltaT_N	41 Total temp diff	
deltaT_M_heat	10.5	
deltaT_M_cool	8	

Stålbuer		
deltaT_N_con	30 Kontraksjon	50
deltaT_N_exp	22 Ekspansjon	42
deltaT_N	52 Total temp diff	

Betongdekke						Stålbuer					
Temp last	Komb faktor	Jevn fordelt temp	Temp last	Temp last aksial	Komb faktor	Temp differ	Temp (top down)	Temp last	Komb faktor	Jevn fordelt te	Komb tem
deltaT_N_con	1	22 T.M.heat	22	22	0.75	10.5	7.875	deltaT_N_con	1	30	30
deltaT_N_exp	1	19 T.M.cool	19	19	0.75	8	6	deltaT_N_exp	1	22	22
deltaT_N_con	1	22 T.M.heat	22	22	0.75	10.5	7.875	deltaT_N_con	1	30	30
deltaT_N_exp	1	19 T.M.cool	19	19	0.75	8	6	deltaT_N_exp	1	22	22
deltaT_N_con	0.35	22 T.M.heat	7.7	7.7	1	10.5	10.5	deltaT_N_con	1	30	30
deltaT_N_exp	0.35	19 T.M.cool	6.65	6.65	1	8	8	deltaT_N_exp	1	22	22
deltaT_N_con	0.35	22 T.M.heat	7.7	7.7	1	10.5	10.5	deltaT_N_con	1	30	30
deltaT_N_exp	0.35	19 T.M.cool	6.65	6.65	1	8	8	deltaT_N_exp	1	22	22

Det er også mulig å bare bruke en faktor på 1 for begge

deltaT_N_con	1	22 T.M.heat	22	1	10.5	10.5
deltaT_N_exp	1	19 T.M.cool	19	1	8	8

9.2.4 Snølaster

Det regnes ikke med snølast og trafikklast samtidig på vegbruer. Det forutsettes snørydding.

9.2.5 Vindlaster

Beregning av vindlast gjøres etter HB185, med utgangspunkt i NS-EN1991-1-4 (2005).

Vindlasten forekommer i to lastsituasjoner. Den første situasjonen er en kombinasjonsgruppe hvor vindlast medregnes i kombinasjon med trafikklast. I denne gruppen regnes det med en redusert kastvindshastighet på brubanen. Denne hastigheten er definert i HB 185 og er satt til $v_t = 35 \frac{m}{s}$. Med utgangspunkt i hastigheten finnes vindkasttrykket på brubanen direkte igjennom Bernollis ligninger.

Bernolli's ligning for dynamisk trykk

$$q = \frac{1}{2} \rho v_t^2 \quad (21)$$

Når det virker vindlast samtidig som trafikklast vil overflaten til kjøretøyene som kjører over brua påvirke bruas overflateareal, slik at brua blir eksponert for mer vind. Det må derfor medregnes et ekstra overflateareal som representerer kjøretøyene i dette lasttilfellet. Beregning av vindkasttrykket med trafikk er vist i vedlegget under ??.

Den andre vindlastkombinasjonen er et rent vindlasttilfelle, hvor vindlast kun virker sammen egenvekt. Dette er en kombinasjon hvor brua er stengt for trafikk. I denne gruppen regner en ikke med ekstra bruoverflate i tverretningen fra kjøretøyer. Bestemmelse av vindkasttrykket uten trafikk gjøres med utgangspunkt i standarden.

Konstruksjonen antas å tilhøre vindklasse 2. Det antas at konstruksjonen kan plasseres i kystnære områder. Dette kan være områder som er værutsatt, og det kan opptre store vindlaster. Det velges derfor en kommune på Stadtlandet. Referansevindhastigheten hentes derfor fra Selje kommune med $v_{b0} = 31 \frac{m}{s}$. Referansevindhastigheten er basert på karakteristisk 10 minutters middelvindhastighet. I henhold til punkt 3.4 i EC1-4 har vindhastigheten en årlig sannsynlighet for overskridelse lik 0.02, som svarer til en midlere returperiode på 50 år.

Basis vindhastighet

Basisvindhastigheten v_b for området beregnes etter EC1-4NA.4.2.2(2)P.

$$v_b = c_{dir}c_{season}c_{alt}c_{prob}v_{b,0} \quad (22)$$

- c_{dir} er en retningsfaktor som kan settes lik 1.0 for alle vindretninger etter EC1-4NA.4.2(2)P.
- c_{season} er en sesongvariasjonsfaktor/årstidsfaktor som settes lik 1.0 etter EC1-4NA.4.2(2)P.
- c_{alt} er en nivåfaktor som settes lik 1.0, etter EC1-4.NA.4.2(2)P (ingen økning under tregrensenivå).
- c_{prob} benyttes når returperiode velges forskjellig fra 50 år. For returperiode lik 50 år velges verdien 1.0.
- $v_{b,0}$ er referansevindhastigheten for Selje kommune $31 \frac{m}{s}$ etter tabell EC1-4NA.4(901.1).

Terrengformfaktor

Terrengformfaktor $c_0(z)$ bestemmes etter reglene i EC1-4 NA.4.3.3. Det forutsettes at terrenget i bruas omkringliggende omgivelser ikke vil før til økt vindhastighet på konstruksjonen. Det medregnes derfor ikke virkninger fra eksempelvis akselerasjon over åskammer. $c_0(z)$ settes derfor til 1.0.

Terrengruhetsfaktor

Terrengruhetsfaktoren $c_r(z)$ for området bestemmes etter ligning (4.4) EC1-4 og tabell NA.4.1 EC1-4.

$$c_r(z) = k_r \ln \frac{z}{z_0} \quad (23)$$

- k_r faktor gitt i tabell NA.4.1 EC1-4.
- z_0 er ruhetslengde gitt i tabell NA.4.1 EC1-4.
- z høyde over grunnivå.

Det velges terrengruhetskategori 1 for områder i kystnære strøk, $k_r = 0.17$, $z_0 = 0.01$ og $z_{min} = 2$.

Tabell NA.4.1 – Terrengruhetskategorier og tilhørende parametere

Kategorinummer	Terrengruhetskategori	k_r	z_0 (m)	z_{\min} (m)
0	Åpent opprørt hav	0,16	0,003	2
I	Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker	0,17	0,01	2
II	Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær	0,19	0,05	4
III	Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder	0,22	0,3	8
IV	Byområde der minst 15 % av arealet er dekket med bygninger og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m. Barskogområder	0,24	1,0	16

Stedsvindhastighet

Beregning av stedsvindhastigheten v_m er utgangspunkt for beregning av stedsvindhastighetstrykket q_p som gjøres igjennom Bernollis ligning. Stedsvindhastigheten uttrykker tidsmiddelverdien av vindhastigheten i hovedstrømretningen.

$$v_m(z) = c_r c_0 v_b \quad (24)$$

Stedsvindhastighetstrykket

Beregning av stedsvindhastighetstrykket gjøres igjennom ligning (4.3) EC1-4. Stedsvindhastighetstrykket beregnes med utgangspunkt i:

$$q_m(z) = \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) \quad (25)$$

- v_m bestemmes fra ligning 4.3 EC1-4.
- z_0 er ruhetslengde
- z_{\min} minste høyde (startnivå).

Turbulensintensitet

Turbulensintensiteten $I_v(z)$ bestemmes etter ligning (4.7) EC1-4.

$$\sigma_v = k_r v_b K_I$$

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)}$$

- σ_v er standard avviket til momentvindhastigheten målt over 1s og tilhørende 10 minutters middelvind.

- K_I er en turbulensfaktor som benyttes ved bratt fallende terreng på byggestedet. Faktoren kan settes til 1 etter NA.4.4 EC1-4 ettersom det ikke forutsettes særlig bratt terreng ved byggestedet.

Kortvarig toppverdi for vindhastighetstrykk

Kortvarig toppverdi for vindhastighetstrykket bestemmes fra:

$$q_p(z) = q_m(z)[1 + 2k_p I_v(z)] \quad (26)$$

- k_p er en toppfaktor som settes lik 3.5.
- ρ er luftens tyngdetetthet som settes lik $1.25 \frac{kg}{m^3}$
- $I_v(z)$ bestemmes fra NA.4.4 EC1-4.

Beregningen er vist som vedlegg.

9.3 Kombinasjonsmodeller og lastkombinasjoner

9.3.1 Lastkombinasjoner bruddgrensetilstanden - ULS

Følgende bruddgrensetilstander skal påvises der det er aktuelt etter Eurokodene etter NS-EN1990 (2008).

EQU Tap av statisk likevekt for en konstruksjon eller enhver del av den, betraktet som stivt legeme.

STR Brudd eller for store deformasjoner i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene, medregnet fundamenter, peler eller for store deformasjoner i grunnen.

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

FAT Utmattingsbrudd i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene.

Ettersom oppgaven er avgrenset til å ikke omfatte geotekniske beregninger og utmattingsforhold blir bare grensetilstandene **EQU** og **STR** gjennomført.

Verdier for de aktuelle lastkombinasjonene finnes i NS-EN 1990:2002+NA:2008 og NS-EN1990:2002/A1:2005/NA:2010. Verdiene for kombinasjonsfaktorene ψ for vegbruer finnes i tabell NA.A2 i NS-EN 1990:2002/A1:2005/NA:2010.

Lastkombinasjonene som benyttes for de to grensetilstandene er vist under.

ULS	Sett A					
	1	2	3	4	5	6
	EQU	Gr1a	Gr1b	Gr4		
Permanente laster	LM1	LM1	Enkel aksling	Ansamling	Vind uten trafikk	Temperatur
Egenvekt	1	1	1	1	1	1
Superegenvekt	1	1	1	1	1	1
Forspenning	1	1	1	1	1	1
Svinn	1	1	1	1	1	1
Kryp	1	1	1	1	1	1
Relaksasjon	1	1	1	1	1	1
Variable laster						
Trafikk, LM1, boggi/aksel	1.35	1.35	N	N	N	0.95
Trafikk, LM1, uniformt fordelt	1.35	1.35	N	N	N	0.95
Trafikk, LM2, akse	N	N	1.35	N	N	N
Trafikk, LM4 folk i vegbane	N	N	N	1.35	N	N
Trafikk, bremsekraft	1.35	N	N	N	N	0.95
Vind med trafikk	1.12	1.12	1.12	1.12	N	1.12
Vind uten trafikk	N	N	N	N	1.6	N
Temperatur	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	1.2

Figur 29: ULS EQU Sett A

ULS	STR		Sett B								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	Gr1a	Gr1a	Gr1b	Gr2	Gr2	Gr2	Gr4	Gr4			
Permanente laster	LM1+H	LM1+H	Enkel aksling	Enkel aksling	H	H	Ansamling	Ansamling	Vind uten trafikk	Vind uten trafikk	Temperatur
Egenvekt	1.35	1.2	1.35	1.2	1.35	1.2	1.35	1.2	1.35	1.2	1.2
Superregenvekt	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Forspenning	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Svinn	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Kryp	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Relaksasjon	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Variable laster											
Trafikk, LM1, bogg/aksel	0.95	1.35	N	N	0.95	1.35	N	N	N	N	0.95
Trafikk, LM1, uniformt fordelt	0.95	1.35	N	N	0.95	1.35	N	N	N	N	0.95
Trafikk, LM2, aksel	N	N	0.95	1.35	N	N	N	N	N	N	N
Trafikk, LM4 folk i vegbane	N	N	N	N	N	N	0.95	1.35	N	N	N
Trafikk, bremskraft	0.95	1.35	N	N	0.95	1.35	N	N	N	N	0.95
Vind med trafikk	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	N	N	1.12
Vind uten trafikk	N	N	N	N	N	N	N	N	1.12	1.6	N
Temperatur	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	1.2

Figur 30: ULS GEO Sett B

9.3.2 Lastkombinasjoner bruksgrensetilstanden - SLS

NS-EN 1990 definerer fire ulike nivåer av lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand, NS-EN1990 (2008).

- Karakteristisk.
- Sjeldent forekommende.
- Ofte forekommende.
- Tilnærmet permanent.

Tilnærmet permanent

SLS	Tilnærmet permanent	
	1	2
	For beregning av langtidseffekter	For beregning av rissvidder
Permanente laster		
Egenvekt	1	1
Superegenvekt	1	1
Forspenning	1	1
Svinn	1	1
Kryp	1	1
Relaksasjon	1	1
Variable laster		
Trafikk, LM1, boggi/aksel	0.2	0.5
Trafikk, LM1, uniformt fordelt	0.2	0.5
Trafikk, LM2, akse	0.2	0.5
Trafikk, LM4 folk i vegbane	0.2	0.5
Trafikk, bremsekraft	0.2	0.5
Vind med trafikk	N	0.5
Vind uten trafikk	N	0.5
Temperatur	N	0.5

Figur 31: SLS Tilnærmet Permanent

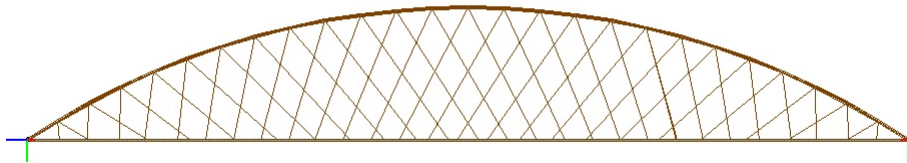
Del IV

Diskusjon

9.4 Stabilitet og utgangspunkt for analyse

En rommelig modell er laget i FE programmet Staad Pro med utgangspunkt i evalueringen i 8. Koordinatene til buene er bestemt ved bruk av sirkelligningene og ved bruk av tegneprogrammet Autocad. Koordinatene ble deretter overført til excel og lastet inn som noder i Staad Pro.

Modellens geometri er vist nedenfor.

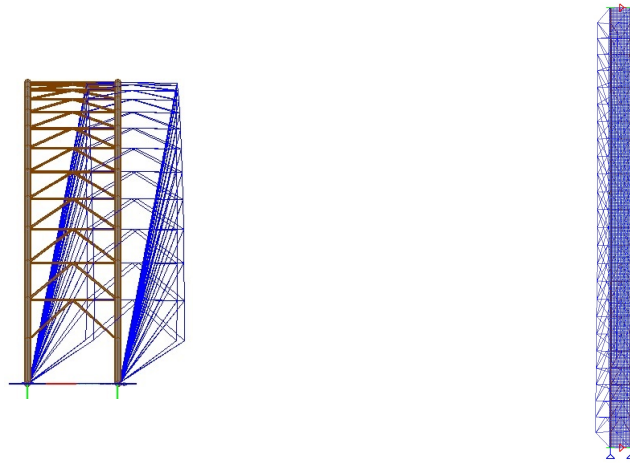


Buene vil være utsatt for knekking ettersom disse er slanke og utsettes for store normalkrefter. I Eurokodene EC3-2 er det fastsatt at bruer utført i stål kan beregnes etter 1. ordens teori, med utgangspunkt i utgangsgeometri, hvis $\alpha_{cr} \geq 10$ (EC3-1 5.2.1). Denne faktoren er definert som $\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}}$. Faktoren betegnes vanligvis som konstruksjonens buckling factor eller knekkfaktor⁷.

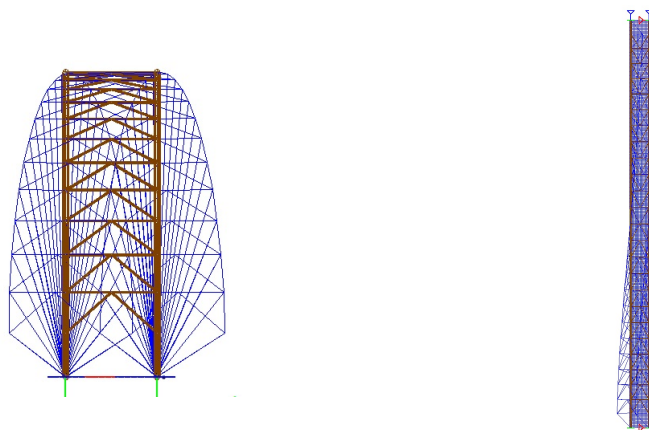
En knekkingsanalyse (lineær egenverdi analyse) i Staad er gjennomført med mest ugunstig plassering av eurokode-lasttoget i brubanen. Denne analysen er gjennomført etter 1. ordens teori hvor konstruksjonens utgangsgeometri benyttes. I denne analysen tar en ikke hensyn til tolleranser eller egespenninger som kan oppstå ved for eksempel sveising av bue.

På figurene som følger er de tre første knekkformene for buen vist. De to første knekkformene er ut av bueplanet. Den tredje knekkformen er i buens plan.

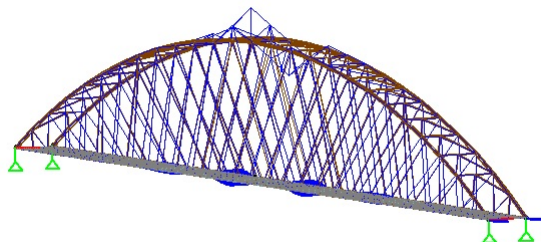
⁷Faktoren som gir Euler knekking ved en multiplikasjon av virkende lasttilfellet.



Figur 32: Knekkmode 1 med symmetrisk knekking av vindportalene



Figur 33: Knekkmode 2 med asymmetrisk knekking av vindportalene



Figur 34: Knekkmode 3 med knekking i buens plan.

Med stålbuetsverrsnittet $\text{Ø}1000\text{mm} \cdot 15\text{mm}$ som var første geometrivalg i tidligstadiet blir resultatene presentert i tabellen under.

Resultatene i knekkingsanalysen tilsier at knekking vil forekomme i vindfagverket ved påføring av 48% av lasten som benyttes. Den andre knekkmoden i vindfagverket forekommer ved påføring av 57% av lasten. En videre økning på 5.2% utover virkende last vil utløse første knekkmode i buens plan, i toppen av vindfagverket.

Det er viktig å merke seg at det er mulig å øke sikkerheten mot knekking ut av buens plan, ved å gjennomføre tiltak. Dette kan gjøres ved å øke tverrsnittet i områdene hvor knekkingen forekommer, eller fylle rørene med betong i de utsatte områdene. Sistnevnte er et vanlig tiltak som blant annet er gjennomført i takkonstruksjonen på Valhall arena i Oslo. For å øke sikkerheten mot knekking i buens plan (knekkfaktor 3 i tabellen ovenfor) krever en endring av konstruksjonens geometri, ettersom en ikke kan fylle hele buen med betong.

Ettersom denne konstruksjonen har relativt lave knekkfaktorer kan en ikke gjennomføre globalanalyse uten å medregne virkninger av konstruksjonens forskyvninger igjennom 1. ordens analyse ettersom laveste knekkfaktor er vesentlig mindre en kravet i EC3-2. Det må derfor gjennomføres en 2.

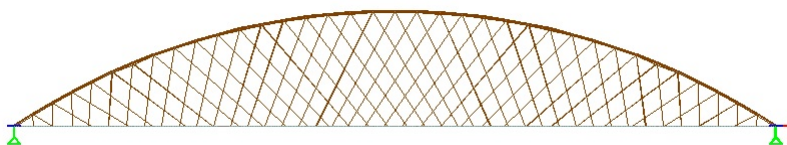
Knekkmode	Knekkfaktor α_{cr}
1	0.483
2	0.577
3	1.052

Tabell 4: Knekkfaktorer for første analysemodell.

ordens analyse som tar hensyn til geometriske avvik og konstruksjonens forskyvninger under påførte belastninger.

Utgangsgeometrien har knekt ut av buens plan ved vindfagverket ved 48% av eurokodelasten. Det er mulig å medregne effekten av støpt betong i den nedre delen av vindfagverket til et område som ligger forbi knekkpunktene i mode 1 og 2. Hvis dette gjøres er det mulig at konstruksjonen oppnår en tilstrekkelig sikkerhet mot knekking i mode 1 og 2. Det er imidlertid stor sannsynlighet for at knekking også vil forekomme i buens plan hvis en medregner effekten av imperfeksjoner i en 2. ordens analyse. På grunn av dette arbeides det ikke videre med utgangsgeometrien som først var definert.

I stedet etableres det en ny geometri for hele brukonstruksjonen hvor formålet er å øke konstruksjonens sikkerhet med knekking.



Figur 35: Ny geometri for konstruksjonen

Den nye geometrien har 70 kabler i hver bue, mot den tidligere konstruksjonen som hadde 50. Dette betyr også at konstruksjonen får flere K-fagverk enn tidligere. Den nye geometrien har 34 K-fagverk som vindavstivere mot den tidligere som hadde 24. I tillegg økes buens tverrsnitt fra en tykkelse $t = 15mm$ til en tykkelse $t = 30mm$. Det nye tverrsnittsarealet er $\text{Ø}1016mm \cdot 30mm$.

Samme analysetype kjøres for den nye geometrien. Ved å gjøre dette oppnås en betydelig økning i knekkingskapasitet både i planet og ut av planet. Uten å medregne reduksjon i slankhet ved bruk av betong i nedre del av vindfagverket oppnås følgende sikkerhet mot knekking. De to første modene forblir som tidligere med knekking ut av bueplanet. Den tredje moden innebærer knekking i buens plan.

Ved å medregne etterstøpt betong i områdene som er utsatt for knekking vil konstruksjonen få redusert slankhet. Dette vil føre til økt sikkerhet mot knekking ut av buens plan.

Det beregnes ett ekvivalent stålversnitt for betongen. Dette tverrsnittet modelleres inn i FE-modellen igjennom det 2. arealmoment for buedelene.

Knekkmode	Knekkfaktorer α_{cr}
1	1.032
2	1.335
3	1.705

Tabell 5: Knekkfaktorer for ny geometri.

For å gjøre dette benyttes Steiners sats.

Steiner Sats

$$I = I_1 + A_1 y_1^2 + I_2 + A_2 y_2^2 + I_i + A_i y_i^2 \quad (27)$$

- I_i er flatens 2. arealmoment.
- A_i er flatens areal.
- y_i er avstanden fra felles tyngdepunktakse til egen tyngdepunktakse.

Ettersom betongen og stålet får felles tyngdepunktakser blir $y_i = 0$. Dette medfører at flere ledd i uttrykket bortfaller og en står igjen med følgende.

$$I = I_1 + I_2 + I_i \quad (28)$$

Ettersom flatene har forskjellige elastisitetsmoduler må det gjennomføres en transformasjon hvor en tar utgangspunkt i en av materialkvalitetene. Transformasjonen gjennomføres med bruk av en transformasjonsfaktor som beskriver forhold mellom elastisitetsmodulene. For betong og stål blir denne $\eta_0 = \frac{E_s}{E_{cm}}$. Det velges å ta utgangspunkt i betongtverrsnittet og lage et ekvivalent ståltvernsnitt.

Formlene blir da:

$$I = I_s + \frac{I_c}{\eta_0} \quad (29)$$

$$I = I_s + \frac{I_c}{\frac{E_s}{E_{cm}}} \quad (30)$$

Knekkmode	Buckling factor α_{cr}
1	1.703
2	1.775
3	2.064

Tabell 6: Knekkfaktorer ved fylling av betong i vindportalene.

De aktuelle bjelkeelementene i FE modellen får deretter den nye motstanden mot bøyning.

Ved å kjøre en ny knekkingsanalyse i Staad får en knekkfaktorer som tar hensyn til økt stivhet i de utsatte områdene nederst i buen.

En oppnår en betydelig motstand mot knekking. Den første knekkmoden i tabellen over tilsvarer knekkmode 3 i tilfellet hvor det ikke benyttes betong i buen. Denne første knekkformen forekommer derfor i bueplanet.

Utgangspunkt for 2. ordens analyse:

For å gjennomføre en 2. ordens analyse med imperfeksjoner må alle konstruksjonsdelene tilordnes en eksentrisitet som er relativ til den opprinnelige knekkformen. Eurokodene angir geometriske imperfeksjoner som er definert igjennom konstruksjonens stavlengde. I denne oppgaven benyttes stavenes virkelige knekk lengde som utgangspunkt. Knekk lengden kalkuleres igjennom Euler knekklast ved bruk av knekkfaktorene og tverrsnittsdata fra Staad.

Eulers formel for knekklast:

$$P_{cr} = \pi^2 \frac{E_s I}{L_k^2} \quad (31)$$

Knekk lengden beregnes igjennom knekkfaktorene

$$L_k = \sqrt{\frac{\pi^2 E_s I}{N_{max} \alpha_{cr}}} \quad (32)$$

Ved elastisk analyse benyttes Tabell D.9 i EC3-2. Knekkurve C benyttes etter tabell 6.1 i EC3-1 for sirkulære tverrsnitt.

Knekkmode	Buckling factor α_{cr}
1	3.013
2	3.070
3	-3.326

Tabell 7: Knekkfaktorer for egenvektsituasjonen.

$$\frac{e_0}{L} = \frac{1}{200} \quad (33)$$

Ved å benytte konstruksjonens virkelige knekk lengde kan en beregne eksentrisiteten e_0 . Denne faktoren har som formål å blant annet fange opp effekten av at entreprenøren kan bygge bruene innenfor gitte tilleranser og at konstruksjonsdelene i en ferdig tilstand ikke vil ha en perfekt matematisk geometri.

Alle konstruksjonens noder skaleres deretter i forhold til e_0 avhengig av den relative nodeforskyvningen som finnes ved den elastiske knekkingsanalysen.

En analyse for egenvektsituasjonen kjøres for å lage utgangspunkt for 2. ordens modeller.

Imperfeksjoner for 2. ordens modell beregnes på grunnlag av knekkfaktorene.

$$N_{\max} := 22074 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cr} := 3.013$$

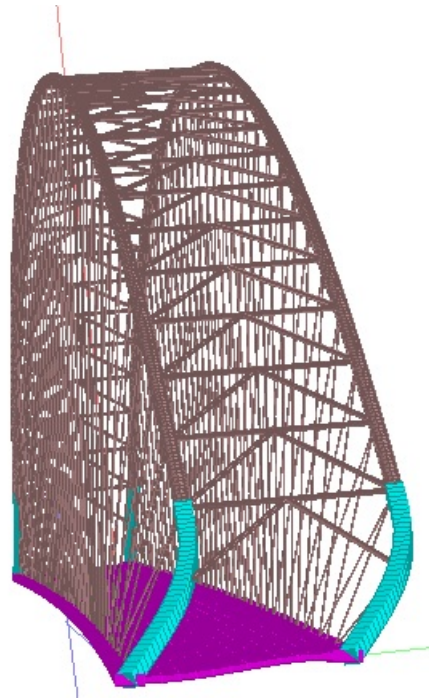
$$L_k := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I}{N_{\max} \cdot \alpha_{cr}}} = 28.325 \text{ m}$$

$$e_0 := \frac{L_k}{200} = 141.625 \text{ mm}$$

For å skalere nodene importeres de relative nodeforskyvningene til en plattform som støtter utviklerspråket Python. Det utarbeides et egnet script/program for konvertering av noder fra utgangsgeometri til en tilstand med imperfeksjoner. Dette må gjøres fordi Staad Pro ikke er designet for å gjennomføre 2.

ordens analyse med imperfeksjoner fra leverandøren. Scriptet sender transformerte noder tilbake til Staad som oppfatter nodene som utgangsgeometri (programmet lurer Staad Pro til å gjennomføre analyse med imperfeksjoner i geometrien). Programmet som er laget ligger som vedlegg i 13.2.

Nye beregningsmodeller etableres med utgangspunkt i deformert geometri. Illustrasjonene under viser et 1:50 forhold for de modellerte imperfeksjonene.



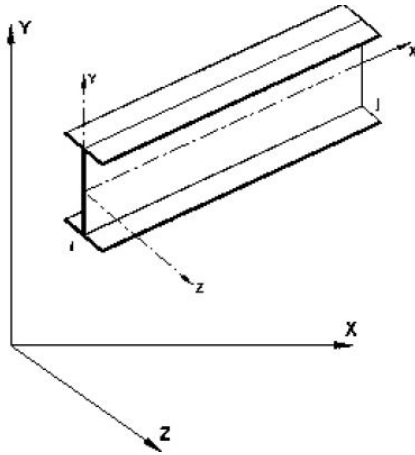
Figur 36: 2. ordens analysemodell for knekking av vindportaler.

Det kjøres deretter en ikke-lineær analyse for konstruksjonen for alle lastkombinasjoner.

9.5 Dimensjonering

Definisjon av lokale akser for stavendekrefter

- F_x =Akisalkraft/Normalkraft.
- F_y =Skjærkraft i y-akse.
- F_z =Skjærkraft i z-akse.



Figur 37: Valg av akseystem.

- M_x =Torsionsoment om x-akse.
- M_y =Bøyning om y-akse.
- M_z = Bøyning om z-akse.

Elastisk ståldimensjonering og utnyttelseskriterier

Kontroll av stålkapasitet gjøres med utgangspunkt i elastisitetsteorien og NS-EN1993-1-1 (2005). Stålkvalitet S460 er lagt til grunn for buene og hengekablene som vil gi øvre utnyttelsesgrense medregnet materialfaktor ved ($\frac{460}{1.10} = 418 \frac{N}{mm^2}$).

Dimensjoneringskriteriet som benyttes for disse konstruksjonsdelene finnes i EC3-1 6.2.1(5).

$$\left(\frac{\sigma_{x.Ed}}{\gamma_{M0} f_y}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z.Ed}}{\gamma_{M0} f_y}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x.Ed}}{\gamma_{M0} f_y}\right)\left(\frac{\sigma_{z.Ed}}{\gamma_{M0} f_y}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{\gamma_{M0} f_y}\right)^2 \leq 1 \quad (34)$$

- $\sigma_{x.Ed}$ er dimensjonerende verdi for normalspenningen i lengderetningen, i det betraktede punkt.
- $\sigma_{z.Ed}$ er dimensjonerende verdi for normalspenningen i tverretningen, i det betraktede punkt.
- τ_{Ed} er dimensjonerende verdi for skjærspenningen i det betraktede punkt.

Von Mises spenning hentes ikke direkte fra Staad for bjelkeelementer. Spenningene bestemmes ved å kombinere de opptredende kreftene.

Normalspenninger i lengderetningen

$$\sigma_{x.Ed} = \frac{F_x}{A_x} + \frac{M_z}{I_z}y - \frac{M_y}{I_y}z \quad (35)$$

Resulterende skjærspenning

$$\tau_{Ed} = \tau_p + \tau_y + \tau_z \quad (36)$$

$$\tau_{Ed} = \frac{M_x}{I_p}r + 2\frac{V_y}{A} + 2\frac{V_z}{A} \quad (37)$$

- I_p Polart 2. arealmoment
- I_z 2. arealmoment om z-akse.
- I_y 2. arealmoment om y-akse.

Torsjon-spenningene utregnes igjennom torsionsmomentet M_x i det betraktete snitt. Spenningene beregnes igjennom det polare 2. arealmomentet. For tynnveggede rør beskrives $I_p = \frac{\pi}{32}(D^4 - d^4)$.

Bruk av tverrsnittsklasser

I tverrsnittsklasse 4 vil lokal knekking oppstå innen flytegrensen nås i deler av tverrsnittet. Ved elastisk dimensjonering kan kontroll av lokal knekking utelates hvis tverrsnittet ligger i klasse 1,2 eller 3.

Bestemmelse av tverrsnittsklasse for sirkulære profiler etter EC3-1

$$\frac{d}{t} \leq 50\epsilon^2 \quad \text{Tverrsnittsklasse 1} \quad (38)$$

$$\frac{d}{t} \leq 70\epsilon^2 \quad \text{Tverrsnittsklasse 2} \quad (39)$$

$$\frac{d}{t} \leq 90\epsilon^2 \quad \text{Tverrsnittsklasse 3} \quad (40)$$

$$(41)$$

9.6 Stålbuer

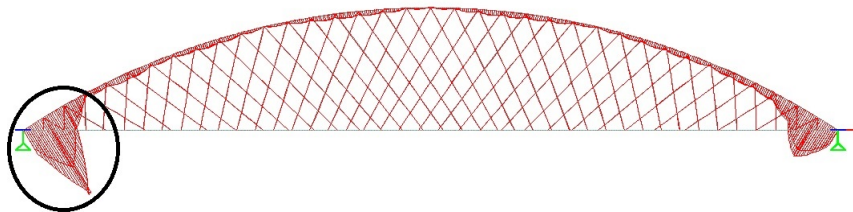
Dimensjonerende lastsituasjon for stålbuenes beregnes fra de viste lastkombinasjonene i teorikapitlet hvor mest ugunstig plassering av lasttoget på brubanen bestemmes ved bruk av flere 2. ordens analysemodeller.

Elastisk kapasitetsutnyttelse for buen i områdene over vindportalene

Etter å ha gjennomført analysene har en kommet frem til at det beregningsmessig er det behov for $\text{Ø}1016\text{mm} \cdot 30\text{mm}$ for buekonstruksjonen i områdene som ligger over vindportalen. Disse områdene representerer mesteparten av de to buene. Beregningen er vist i vedlegget under 13.5. Dette tverrsnittet ligger i klasse 2, hvor en kan unnlate kontroll av lokal knekking.

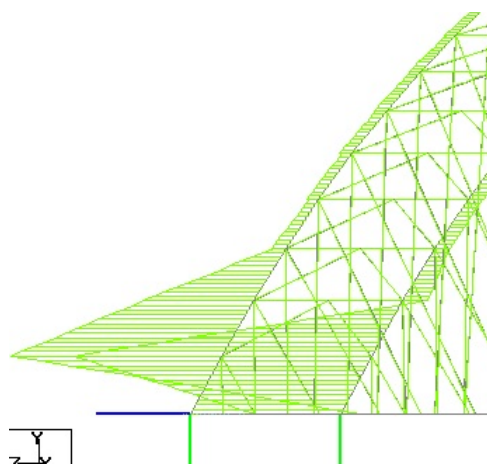
Elastisk kapasitetsutnyttelse i nedre del av vindfagverk i området hvor konstruksjonen er utsatt for knekkning ut av bueplanet

Mest ugunstige lasttilfelle for nedre del av vindfagverket vil være med Eurokode-lasttoget plassert med skjevlast ved vindportalen. Momentforløpet i planet (M_z) for dette tilfellet er vist på figuren under.



Figur 38: Momentdiagram ved bøyning om global Z akse.

På grunn av imperfeksjoner i modellen vil buen også få momenter ut av planet i dette området. Effekten er vist på figuren under (M_y).



Figur 39: Momentdiagram ved bøyning om global Y akse.

Utgangspunktet for beregning var at stålbuen kan ta alle krefter som virker i området, og at fylt betong kun fungerer for å redusere slankheten. Spenningene i stålet blir større enn tillatt, og tverrsnittetsarealet må økes for å oppfylle flytekriteriet. Nødvendig dimensjon på tverrsnittsprofilen blir $\text{Ø}1016\text{mm} \cdot 45\text{mm}$. Slike tverrsnittsdimensjoner er større enn hva som er mulig å oppdrive hos stålprodusentene. Beregningene er vist i vedlegget under 13.6. For å redusere spenningene i buen føres kreftene over til betongen. Dette gjøres gjennom skjærforbindelser. Det er mulig å etablere samvirke mellom betongen og stålbuen ved bruk av dybler eller glattstål som kan boret igjennom buene. Ved å gjøre dette kan aksialkrefter fra buene overføres til betongen. Påsveising av dybler på innsiden av buen er imidlertid problematisk ettersom buene har liten indre diameter. Å oppholde seg på innsiden av røret under sveisearbeidet anses som farlig, ettersom det utvikles gass under svesing. En løsning på dette kan være å skjære de aktuelle buedelene på langs, i to deler. På denne måten kan dyblene sveises inn uten fare for helse.

En annen aktuell løsning er å benytte gjennomgående glattstål. Glattstålet kan monteres uten sveisearbeid på innsiden av røret. Dette kan gjøres ved å bore hull på rørets utside. Glattstålet kan deretter tres igjennom tverrsnittet igjennom to punkter. Stålet festes deretter med utvendig punktsveising. Dette anses som en enklere løsning enn å benytte korte dybler med hode på innsiden.

Ved etablering av fullstendig samvirke mellom betongen og stålbuen kan normalkraftandelen i buen som overføres til betongen bestemmes utifra Hooks lov, med utgangspunkt i normaltøyningene i det ekvivalente ståltversnittet

i FE modellen.

$$\sigma = \epsilon E \quad \text{Hooks lov.} \quad (42)$$

$$N_{s.Ed} = \frac{\Delta L E_s A_s}{L} \quad \text{Kraftandelen i stålbuene.} \quad (43)$$

$$N_{c.Ed} = \frac{\Delta L E_c A_c}{L} \quad \text{Kraftandelen i betongtversnittet.} \quad (44)$$

Med $\text{Ø}1016\text{mm} \cdot 30\text{mm}$, $E_s = 210.000\text{MPa}$ og $E_{cm} = 40.000\text{MPa}$ blir fordelingen mellom betong og stål:

$$\frac{N_s}{N_s + N_c} = 0.521 \quad (45)$$

$$\frac{N_c}{N_s + N_c} = 0.479 \quad (46)$$

Ved overføring av aksialkrefter til betongen blir kreftene som virker i buene redusert. Von Mises spenningene blir vesentlig redusert i buene, slik at det er fortsatt er mulig å benytte 30 mm når en kan medregne samvirke mellom stål og betong. Dette er heldig ettersom det er kostnadseffektivt i produksjon og benytte samme tykkelse på alle buelementene. Beregningene er vist i vedlegget under 13.7.

Dybler eller glattstål må beregnes for avskjæring. Hvis korte dybler med hode benyttes må en også ta hensyn til muligheten for pryout brudd i betongen.

Det velges en løsning ved bruk av glattstål. Glattstålet må ha en samlet avskjæringskapasitet som svarer til omtrent 47.9% av normalkraften som kommer ned i røret for overføring av krefter til betongen. Festemiddelstandarden NS-EN 1993-1-8 benyttes som utgangspunkt for avskjæring av glattstålet. Ligningene i Tabell 3.4 benyttes for bestemmelse av avskjæringskapasitet per snitt.

$$F_{v.Rd} = \frac{\alpha f_{ub} A}{\gamma_{M2}} \quad (47)$$

- $\alpha_v=0.6$ for fasthetsklasse 4.6, 5.6 og 8.8.
- $\alpha_v=0.6$ for fasthetsklasse 4.8, 5.8 og 10.9.

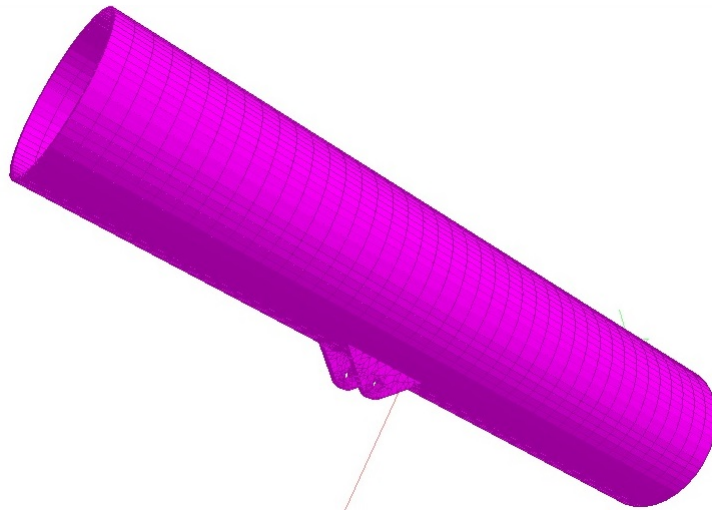
Hvert gjennomgående glatte rundstål får to snitt som dobler kapasiteten pr stålenhet. Antall nødvendige enheter kan beregnes med utgangspunkt i tøyningene fra det ekvivalente tverrsnittet i FE modellen.

$$n_{gs} = \frac{\frac{\Delta L}{L_v} E_{cm} A_c}{2F_{v.Rd}} \quad (48)$$

Beregningen er vist i vedlegget under 13.8.

9.7 Innfestning av strekkabler til stålbuer

Det må lages en innfestningsanordning som kan overføre kreftene som angriper buen fra strekkablene. Festeordningen er tenkt utformet som et øre med slisseplate. Utformingen av øret skal være triangulær. Til hvert øre festes det kun en kabel. I ørene må det legges inn to hull med forskjellig diameter for feste av kabler. Det største hullet skal benyttes som innfestningspunkt til strekkablene. Innfestningen er tenkt med tverrbolt som må dimensjoneres for avskjæring. Randen langs innfestningshullet må dimensjoneres for hullkantrykk fra boltene.



Figur 40: Innfestning av brukablene til buene ved bruk av inslissede plater.

Det andre hullet skal benyttes under montasje/vedlikehold å skal fungere som opplegg for vinsj, slik at det er mulig å løfte kablen fra bakkeplan og

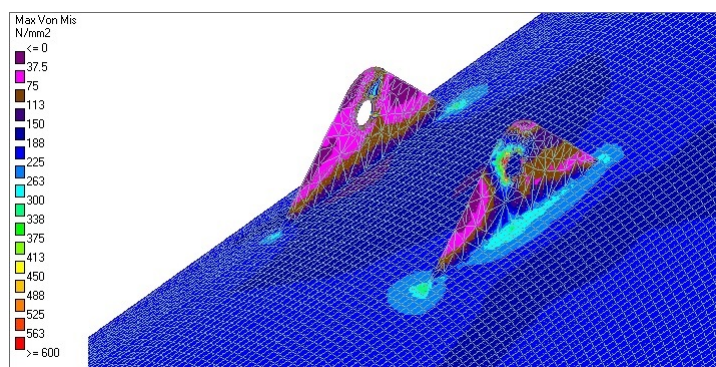
opp til øreplaten, hvis ikke det velges og monterer kablene før buene heises på plass. Selve løftet bør kunne gjennomføres med teleskopkran. I montasjefasen er det også hensiktsmessig å kunne justere buen med jekkekabler. På denne måten kan en gjøre justeringer som følge av deformasjoner fra buens egenvekt.

Ørenes oppgave er å transportere kreftene fra kablene og inn i buen. Innfestningen til buens overflate gjøres med langsgående sveis på begge sider av platen. Sveis og plate må dimensjoneres for overføring av spenninger.

Etter beregninger ifølge NS-EN1993-1-8 (2005) har en kommet frem til at hver øreplate trenger en godstykkelse på 42 mm. Tilstrekkelig kapasitet mot avskjæring og hullkantrykk oppnås ved tverrboltsdiameter på 55 mm. Det er behov for 575 mm kontaktflate mot stålbuen hvis det legges to sveiselarver på langs av øreplaten, a-mål 5 mm.

Beregningen er vist i vedlegget under 13.9.

Alle kablene i buekonstruksjonen har samme vinkel til bueplanet ettersom *radial hanger arrangement* benyttes. Ved å benytte et sirkulært øre med samme kantavstand og endeavstand vil hullkantkapasiteten være uavhengig av innføringskraftens retning. Overgangen mellom plate og bue kan gi store spenningskonsentrasjoner i buens overflate, ettersom kraftinnføringen er vinkelrett på buens overflate. Løsningen er ikke ideell for konstruksjonen, ettersom knutepunktet gir lokal bøyning i buens overflate. Knutepunktets utseende blir i midlertidig estetisk pent utformet. Det er laget en platemodell for å analysere spenningene som opptrer i buen i detalj på grunn av løsningen som er valgt. Von Mises spenningsfordeling på overflaten av buen er vist under. Spenningen på ørehullets rand er store i analysen, fordi lasten P er påsatt i en enkelt node. Ideelt burde lasten påføres langs kanten i halve sirkelen som en jevnt fordelt last $q = \frac{P}{\pi R}$. Forenklingen har liten innvirkning på spenningene i buens overflate som følge av lokal bøyning.

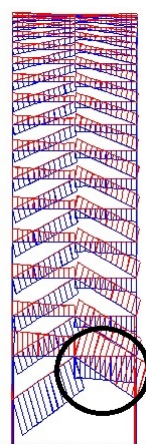


Figur 41: Platemodell av innfestningen til buen.

Fra analysen kommer en frem til at det er mulig å montere hengekablene på denne måten, selv om en får lokale bøyningmomenter i buens overflate. De største Von Mises spenningene som opptrer i stålet ligger i området 390 MPa, som ligger innenfor det elastiske dimensjoneringskriteriet.

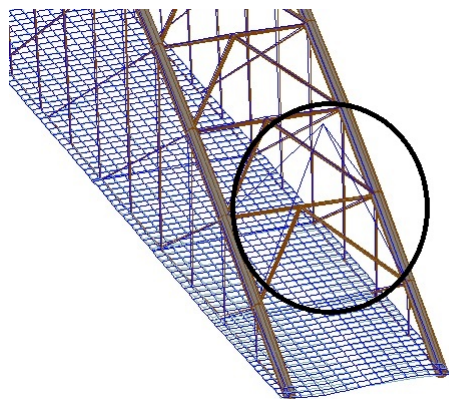
9.8 Vindfagverk

I lasttilfellet med vindlast uten trafikk, hvor brua blir utsatt for full vindkraft i tverretningen blir mest ugunstig lastsituasjon for vindfagverket i buene. Stavene i vindfagverket i bruas senter blir lite utnyttet, mens stavene i nærheten av vindportalene får større krefter. De største spenningene som opptrer i stavene ved vindportalene ligger i området 200 MPa, altså under 50% kapasitetsutnyttelse.



Figur 42: Spenningsfordeling i vindfagverk.

Det er gjennomført en lineær knekkingsanalyse for vindfagverket hvor en får første knekkmode i vindportalene. Utknekkningen skjer i buens plan. Knekkfaktoren for denne moden, ligger i området $\alpha_{cr} = 6$ som gir stavene god sikkerhet mot knekking. Det gjennomføres ikke 2. ordens analyse med imperfeksjoner for vindfagverket i denne oppgaven.



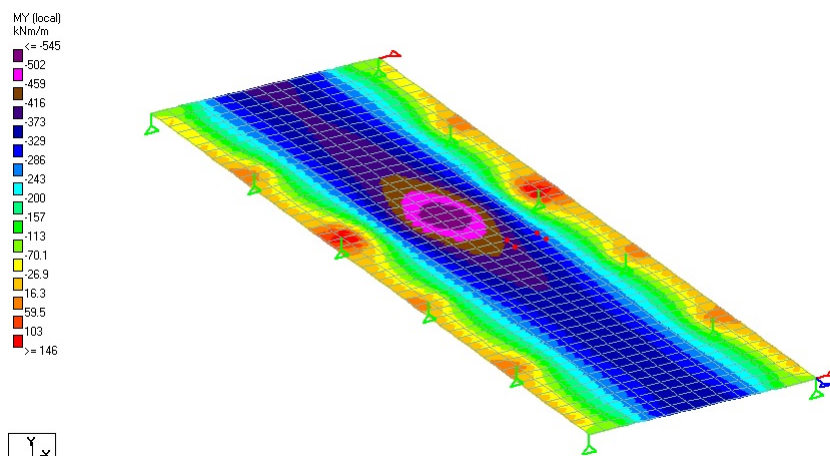
Figur 43: Knekkingsanalyse av vindfagverk.

Det er tenkt at vindfagverket kan sveises direkte til stålbuene. Innfestningen til stålbuene gjøres på en slik måte at system linjene til stavene i k-fagverket krysser hverandre på innsiden av stålbuene.

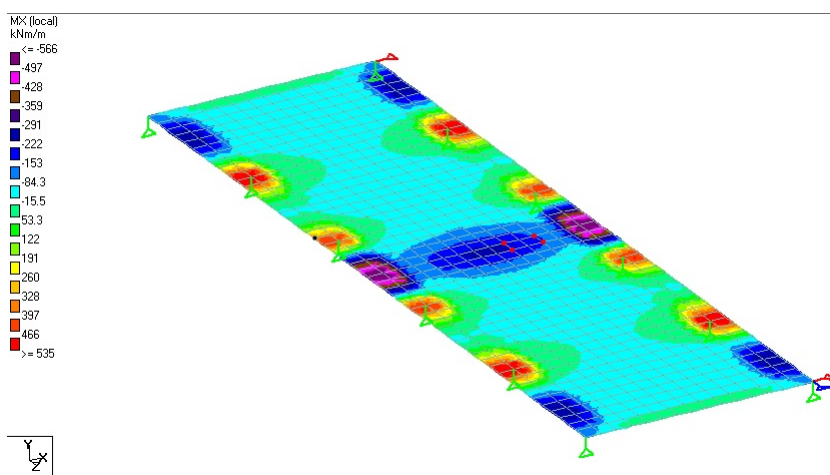
Innfestningen av stavene i selve fagverket er tenkt på tilsvarende måte.

9.9 Bruplate med kantdragere

Bruplaten skal være av lettbetong LB65 med 60 mm overdekning. For å bestemme kreftene som virker i brudekket er det laget en platemodell. Det er undersøkt flere plasseringer av lasttoget på brubanen for å finne mest ugunstige lastvirkning. I tverretningen oppstår det største bøyningmomentet i bruplata, med plassering av lasttoget i senter av brubanen. Det dimensjonerende bøyningmomentet i brudekkets tverretning er beregnet til $545 \frac{kNm}{m}$, som fører frem til bruk av $\text{Ø}25\text{s}150$ i brudekkets tverretning. Dette blir brudekkets primærarmering. Armeringen i lengderetningen blir liggende på innsiden av tverrarmeringen. Dimensjonerende moment er beregnet til $296 \frac{kNm}{m}$. Det er beregnet behov for $\text{Ø}20\text{s}150$ i lengderetningen. Beregningen er vist i vedlegget under 13.14.

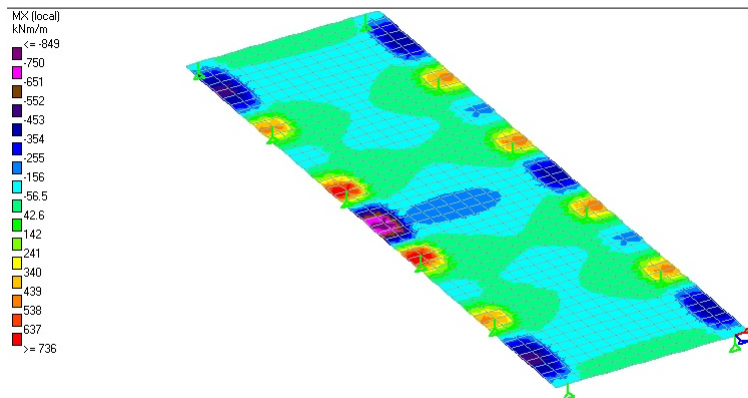


Figur 44: Lasttoget er plassert midt i brubanen.



Figur 45: Lasttoget er plassert mellom to kabelinnfestningspunkter i senter av brubanen. Dette fører frem til sekundærarmring i veibanen i lengderetningen.

Bestemmelse av det dimensjonerende momentet for kantdragerne er gjort på tilsvarende måte. Lasttoget er plassert inntil kantdrageren midt mellom den lengste innfestningsavstanden, mellom to strekkstag. Dette gir et feltmoment i kantdrageren på $849 \frac{kNm}{m}$. Over kabelinnfestningspunktene vil en få støttemomenter i størrelsesorden $736 \frac{kNm}{m}$. Dette fører frem til at det i underkant i kantdrageren må benyttes $\text{Ø}32\text{S}130$. I overkant av kantdrager benyttes $\text{Ø}32\text{S}150$. Se vedlegget under 13.15.



Figur 46: Skjevlast inntil kantdrageren fører frem til de dimensjonerende felt- og støttemomentene i drageren.

Overkantarmoring er det valg $\text{Ø}16\text{s}150$ som er minimumsarmeringen. Det er valgt fordelingsarmoring på $\text{Ø}12\text{S}150$.

Mellom underkantarmoringen og overkantarmoringen i kantdragerne ligger spennkablene i brua. Spennkablene ligger i brudekkets tyngdepunkt, uten eksentrisiteter som medfører at spennkablene kun gir normalkrefter i brudekket. Tyngdepunktet til bruplata er beregnet til å ligge 249 mm fra underkant av brudekket. Det er lagt inn fire spennkabler i hver kantdrager. Hver spennkabel kan trekkes om med 10.000 kN. Hver kantdrager kan derfor trekkes om med en samlet kraft på 40.000kN. Fra bruddgrenseberegninger med laster på bruplata blir det ikke nødvendig å trekke opp hver kabelgruppe med full kraft. For å unngå at betongen noen gang skal komme i strekk, blir det nødvendig å trekke hver kabelgruppe opp med en samlet kraft på 31.500 kN. Her er det medregnet virkningen langtidseffekter med kryp, svinn og relaksasjon. En beregning er vist i vedlegget under 13.16.

I områdene nærme innfestningspunktene til buekablene blir skjærspennningene i brudekket større. Selv om betongen har noe skjærkapasitet, legges det inn skjærarmoring over innfestningene til skaft og fotplate. Det regnes at armeringen som legges inn, skal ta hele skjærkraften fra buekablene.

9.10 Innfestning av strekkabel til bruplate

Feste til strekkablene må støpes inn i kantdragerne. Brukablene festes til forankringsskaft med skjærforbindelser i toppen av skaftet. Forbindelsen er

utformet som et øre, med en gjennomgående bolt, med to avskjæringsnitt i kabelens innfestning. Fra skaftet overføres kreftene inn i betongen ved bruk av dybler. I en ferdig tilstand dimensjoneres dyblene i skaftet for mest ugunstig plassering av Eurokode/lasttoget inntil innfestningspunktet til brukablene. Dette gir dimensjonerende aksialkraft i en kabel på 1200kN i en ferdigtilstand.

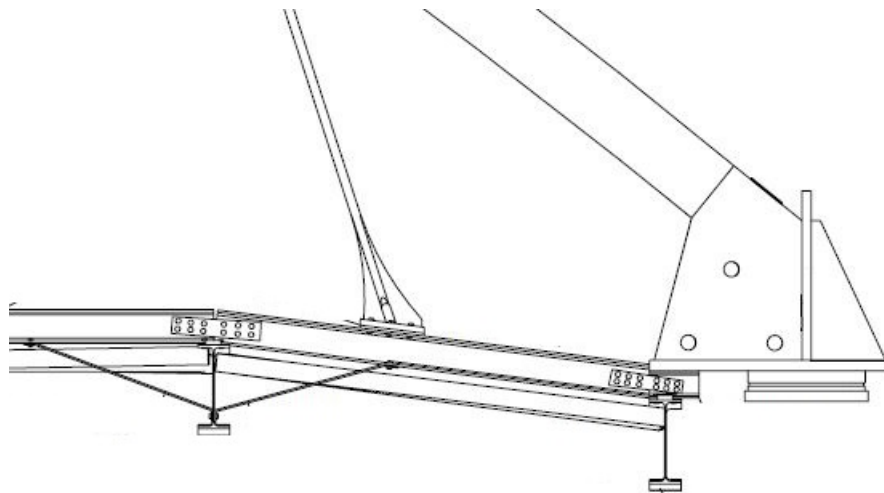
Før brudekket støpes må det lages en midlertidig festeanordning til undergurtene, slik at stålunderstellet kan bæres igjennom kablene under perioden hvor skjelettet transporteres til pilarene. Festeanordningen mellom skaftet og undergurtene må utformes på en slik måte at det er mulig å demontere undergurtene fra undersiden av brudekket etter at bruplata er støpt. Under skaftet sveises det derfor på en plate. I platen sveises det inn festeforbindelser. Forbindelsene festes deretter igjennom undergurtenes flenser. Plata og undergurtenes flenser må dimensjoneres for lokal bøyning i denne fasen ettersom dyblene ikke kan overføre krefter til betongen. Dimensjonerende aksiallast i kablene i denne fasen er beregnet til 612kN. Etter bruplata er støpt og maksimal oppspenning av kablene er gjennomført fjernes det midlertidige bæresystemet. Platene og skruene blir synlige fra bruplatens underside. En beregning av de to situasjonene er vist i vedlegget under 13.11.

9.11 Innfestning av buer til bruføttene, spennkabler og sammenføyning til midlertidige undergurter

Bruføttene er et viktig konstruksjonselement som har flere funksjoner. Bruføttene skal overføre horisontalkomponenten til buene inn til bruplata. Dette gjøres ved bruk av spennkabler, og derfor vil bruføttene også være låsepunktet til kablene. Samtidig skal vertikalkomponenten til buen overføres til bruens opplagre. I perioden hvor spennstålet ikke holder igjen horisontalkomponenten til stålbuene vil også bruføttene overføre horisontalkomponenten fra buene til det midlertidige bæresystemet. Under transport vil også løftepunktene til stål skjellet være i tilknytning til bruføttene

Ved utformingen av bruføttene er det derfor flere hensyn som må tas i betraktning. I dette området er det viktig at systemlinjene til buene, kablene og opplagrene skjærer hverandre i samme punkt. I knutepunktet møtes store krefter og små eksentrisiteter vil føre til betydelige momenter. For å få spennkablene i buens systemlinje, benyttes en vertikal låseplate på hver bufot med hull som spennkablene kan trekkes igjennom.

Ettersom spennkablene skal ligge i senteret av bruplata tyngdepunkt for og kun gi normalkrefter til bruplata betyr dette at innfestningen av undergurtene i stål, ikke kan ligge i systemlinjene til spennkablene. Innfestningen av undergurtene må derfor ligge på undersiden av systemaksen. I Brunn og Schanack (2003) er en illustrasjon av knutepunktet vist og illustrasjonen under er lånt fra Schanck sin hovedoppgave. På grunn av mangel på tid i denne oppgaven har det ikke vært tid mulig å analysere knutepunktet og komme med forslag til mulig løsning. Det forutsettes at det er mulig å utforme et tilsvarende knutepunkt, med festeanordning til løft av det midlertidige stål skjelettet.



9.12 Stålskjelettet

Det midlertidige stål skjelettet består i hovedsak av 4 komponenter.

- Undergurter i stål.
- Tverrbærere i stål.
- Avstivningssystem i stål.
- Bjelkelag i treverk.

I lengderetningen skal det benyttes undergurter i stål i hele bruas lengde ved hver av de to buene. Undergurtene sikrer global likevekt under transport av stålskjelettet. Dimensjonene på undergurtene er HEB500 som festes etter hverandre med senteravstand på 8 m. På denne måten kan bjelkene demonteres i passende lengder etter bruplata er støpt. I bjelkeskjøtforbindelsene

benyttes skrudde endeplater, se 13.10. Undergurtene må dimensjoneres for aksialkraft under løfting av stålskjellete og for bøyning fra tverrbærere, når bruplata støpes i formen. Ettersom undergurtene ligger etter hverandre og vil ha vekselvis støtte og feltmomenter som følge av lokale belastninger er det hensiktsmessig å plassere bjelkeskjøten i punktet hvor støttemomentene går over til å bli feltmomenteter (infleksjonspunktet). I dette punktene er bøyningmomentet lik 0.

I bruas lengde monteres 75 tverrbærere som spenner fra undergurt til undergurt. Senteravstanden mellom tverrbærerne er 4000 mm. Tverrbærernes dimensjoner er HEB550 og innfestningen til undergurtene gjøres gjennom tverrbærerens øvre flens til undergurtens nedre flens, ved bruk av skrueforbindelser, se 13.12. For å forhindre at tverrbærerne vipper, festes avstivningene til stegene som k-utforminger i bruas lengde. På tverrbærerne skal det legges ut et trebjelkelag som påmonteres forskalingsplater. Dimensjonene på bjelkelaget er beregnet til $2 \cdot 48\text{mm} \cdot 223\text{mm}$ med senteravstand 500 mm. På bjelkelaget skrus forskalingsplatene sammen, slik at det oppstår en stiv skive. Under støpearbeider aksepteres en lokal nedbøyning på 9 mm i bjelkelaget. Avstanden mellom bjelkelagets oppleggspunkter blir tilsvarende som senteravstanden til tverrbærerne på 4000 mm. Ettersom undergurtene i lengderetningen bygger 500 mm må det lages en overbygning for montasje av bjelkelaget. Det legges derfor inn $2 \cdot 48\text{mm} \cdot 223\text{mm}$ og en $48\text{mm} \cdot 98\text{mm}$ som ligger på flasken for å gi overhøyde til forskalingen. Disse fungerer som understøttelse til bjelkelaget i tverrbjelkenes lokale lengderetning. Understøttelsene festes med skruer og vinkelstål i tverrbjelkens lengderetning.

Brukablene festes til den midlertidige undergurten med skruer igjennom undergurtenes flenser. Når forskalingsplatene fjernes vil skruene bli værende på bruplatens underside.

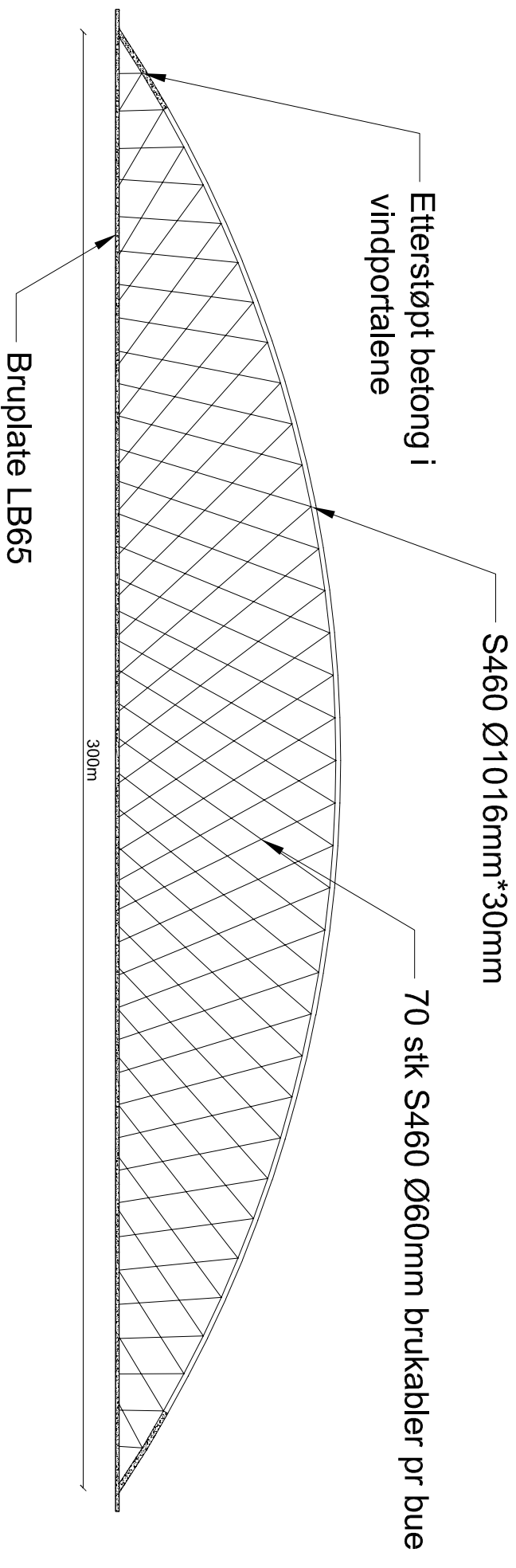
10 Illustrasjoner

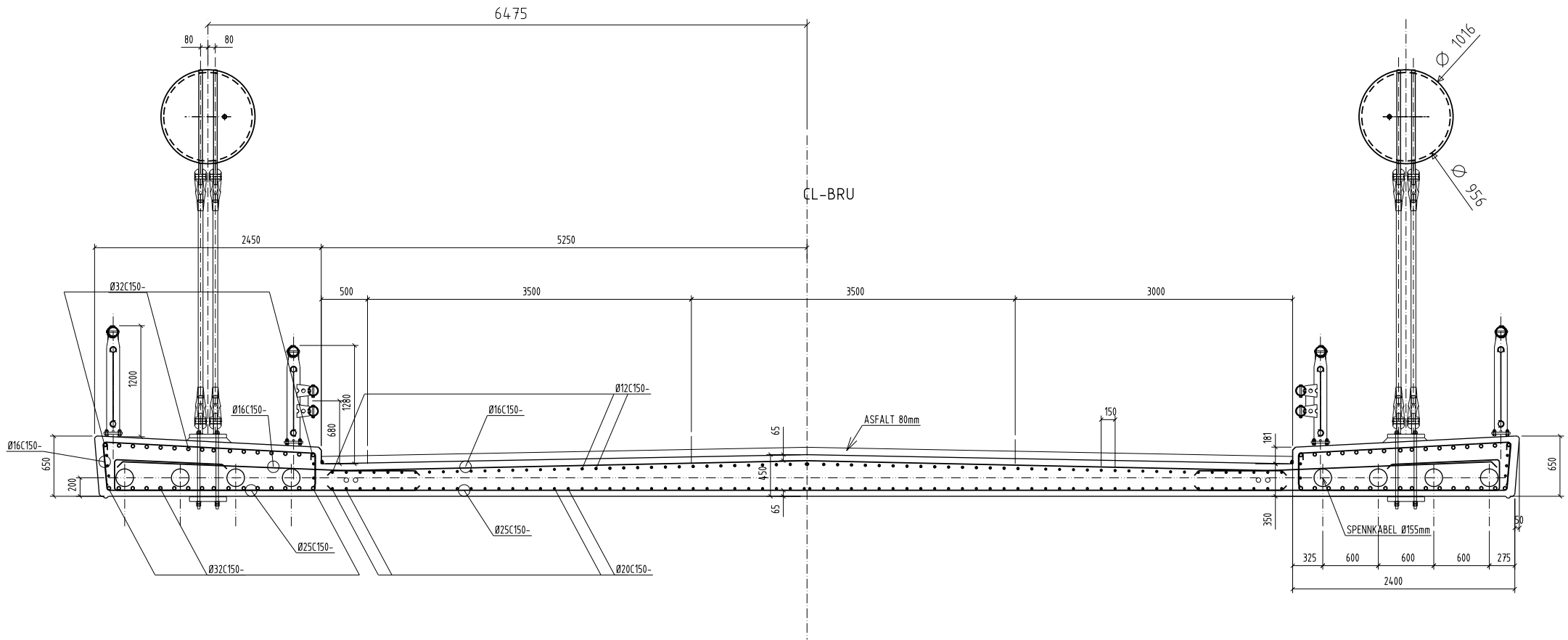
De neste sidene inneholder illustrasjoner av nettverksbruen.

Illustrasjon av nettverksbru 300m

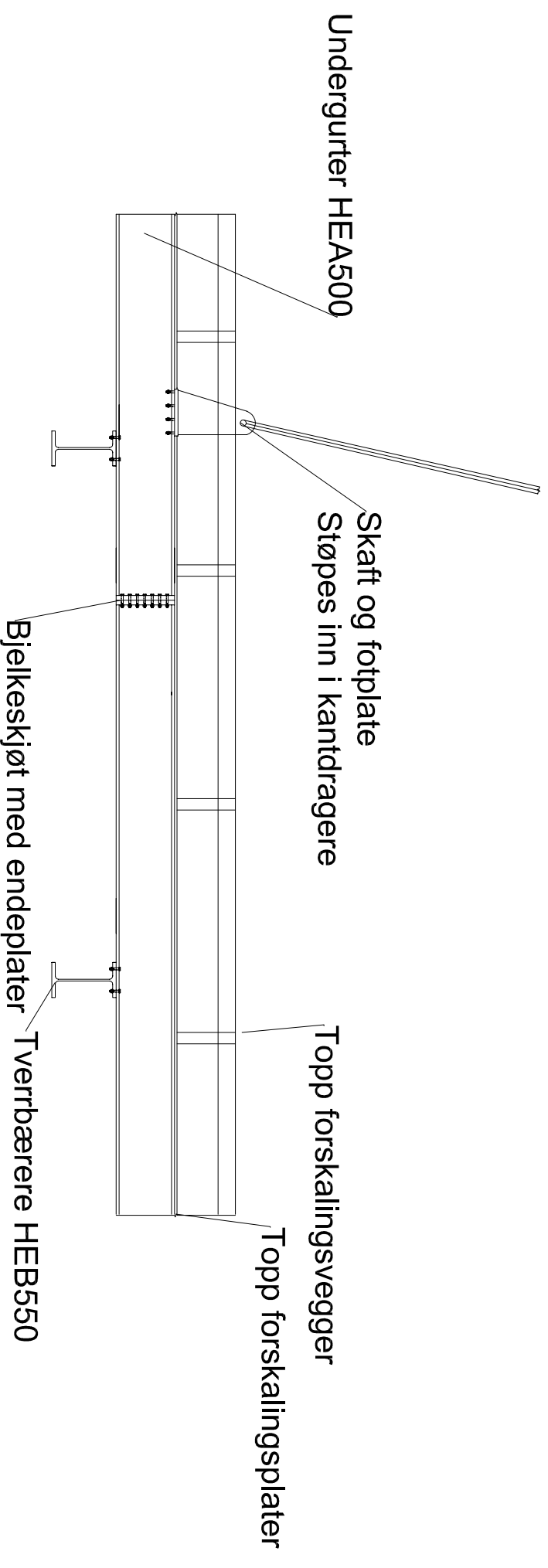
Målestokk 1:1250

$h/L=0.15$



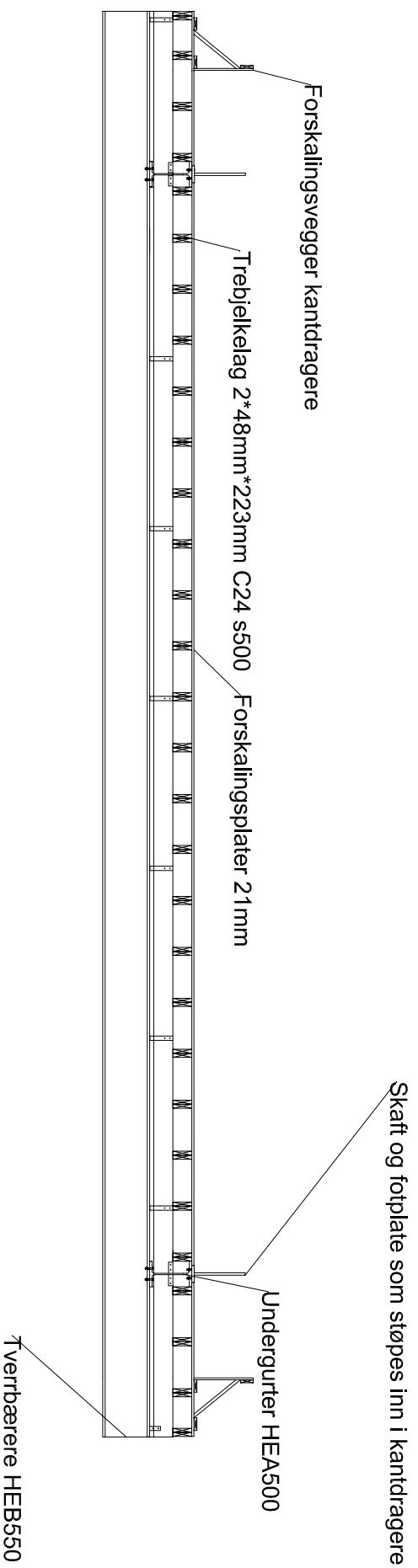


Illustrasjon av innfestninger i midlertidig stål skjellett
Målestokk 1:50



Illustrasjon av tverrbærere, forskalingsplater og trebjelkelag for støp av brubane

Målestokk 1:75



11 Byggemetode

Det er tidligere antatt at det er mulig å transportere et midlertidig stålskjelett 5 km til brupilarne ved bruk av shearlegkraner, uten at det oppstår store utfordringer under selve transporten. Transport av stålskjelettet forutsetter gode værforhold med rolig sjø. Ettersom leie av marint løfteutstyr er kostbart, bør det gjennomføres usikkerhetsanalyser med stokastiske modeller for å kartlegge bølgehøyde og vindforhold for området. Usikkerhetsanalysen legges til grunn for kontrakt-tidsrommet en velger for leie av utstyr. På denne måten kan en tidsperiode på året velges, hvor en med stor sikkerhet kan gjennomføre løftet av konstruksjonen. Vanlige stokastiske modeller til kartlegging av usikkerheten av bølgehøyde er Weibull⁸ fordelingen. Denne fordelingen benyttes ofte i kombinasjon med kurvetilpasningsteknikker for modellbygging.

Områder med tilknytning til fjæra, innenfor 5 km radius evalueres som byggeplasser for stålskjelettet. En ideell lokasjon for bygging vil være på et kaianlegg hvor en har avrettet byggegrunn og opparbeidet vei med tilgang til stålskjelettet for tunge kjøretøy. Montasjestillas for stål skjelettet kan monteres direkte på underlaget. Kaianlegget vil også ha god kjølkling for marint løfteutstyr og derfor uproblematisk tilgang. Hvis det ikke er mulig å benytte et ferdig etablert kaianlegg eller annet egnet område med avrettet byggegrunn, kan utførende entreprenør lage en midlertidig steinstripe i fjæra for montasje av stålskjelettet og plassering av brakkerigg, containere og annet utstyr.

Monteringen starter med å etablere et montasjestillas med justerbare bein som stålunderstellet kan monteres på. Stillasens oppgave er å gi kontinuerlige oppleggspunkter for montasje av understellet i stål. Understellet har forskjellige høyder i forhold til horisontalplanet ettersom det må tas hensyn til globale deformasjoner av brua når bruplata støpes. I tillegg er det medregnet en overhøyde for et godt estetisk uttrykk av brubanen. Høyden på alle oppleggspunktene i montasjestillasen stikkes ut med kikkert eller horisontallaser, slik at stillasen følger understellets krumning.

Tverrbjelkene legges først ut med riktig senteravstand i hele bruas lengde. Etter dette monteres undergurter i stål. Undergurtene skjøtes med skrudde endeplater i lengderetningen og flensene i tverrbærere og undergurter skrues sammen. Vindavstivningssystem monteres og undergurtene festes til

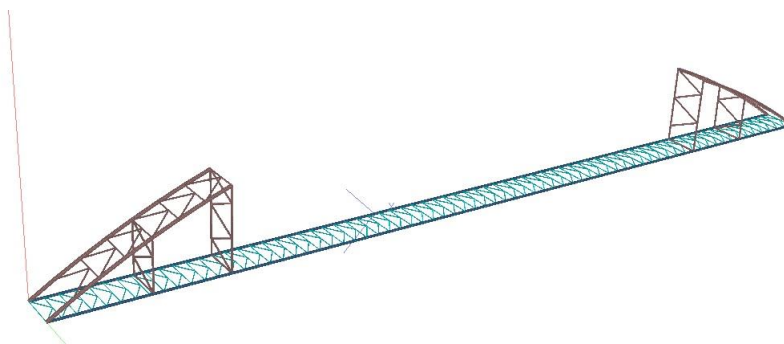
⁸Weibull fordelingen er en 2 parameteret stokastisk fordeling som ofte benyttes til modellering av usikkerhet i bølgehøyde. Andre bruksområder er innenfor levetidsberegninger og pålitelighet. Mer om dette i Ross (2009).

bruføttene. Deretter monteres trebjelkelaget og forskalingsplater.

Buene kan ikke heises på plass i fullstendig lengde. Det er hensiktsmessig å gjennomføre montasjen i en femdelt prosess hvor en setter sammen de to buene og vindfagverket i 5 deler. Buemontasjen begynner med å sveise sammen de fire første elementene til fullstendige lengder. Sammenføyningen av de fire første elementene trengs ikke gjøres på montasjestillasen, men innenfor radiusen til en mobilkran, med tilstrekkelig løftekapasitet av elementene.

Ved å benytte støttestaver kan en etablere midlertidig statisk likevekt under montasjen av buen. Det er nødvendig med to midlertidige staver for understøttelse av buene på hver ende av bruene. I praksis vil montasjemetoden kreve montering av et høyt stillas for å få tilgang og mulighet til å sveise sammen elementene. De midlertidige stavene er på det høyeste 28 m over bakkeplan. Stillasene må også fungere som avstivning for stavene, både i planet og ut av bueplanet.

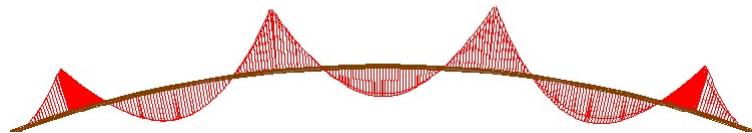
Element 1 og 2 heises på plass til støttestav 1 og 4 og elementene monteres i bruføttene. Deretter heises element 3 og 4 på plass, ved hver side av bruene. Element 3 og 4 sveises sammen med element 1 og 2. Etter sammensveisingen skal rotasjon i endene på element 3 og 4 være 0.001 rad (0.057 deg) på grunn av deformasjoner fra egenvekt.



Videre må den tredje delen av buen sveises opp på stålskjelettet og klar-gjøres for løft. Den tredje delen trenger understøttelse og stillaser på tre forskjellige steder under montasjearbeidet. Det trengs 4 mobilkraner for å løfte den tredje delen av stålbuene i posisjon for sammensveising.

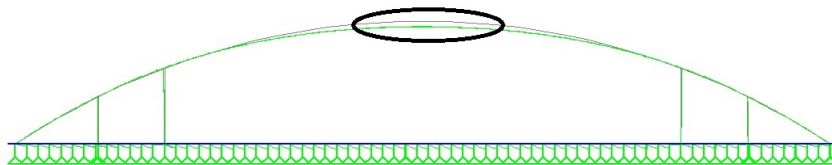
Løftepunktene på det tredje elementet er valgt slik at rotasjoner i endepunktene unngås. Momentdiagrammet under viser innfestningspunktene for løftestropper. På innfestningspunktene ved buelement 1 og 2 må det sveises på en midlertidig anordning som kan benyttes til å føre buen sammen i den

siste kritiske delen av løftet. Tilsvarende innretning monteres på buelement nummer 3.

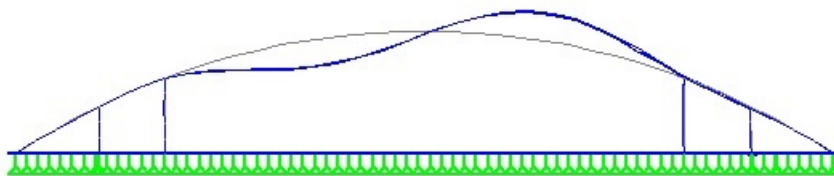


Figur 47: Løft av det tredje buelementet.

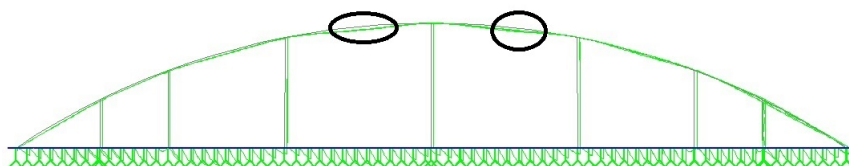
Etter at hele buen er sveiset sammen og de fire mobilkranene avlaster buen vil buen deformere seg. Nedbøyningen i buens sentrum vil være 389 mm.



Buen har sikkerhet mot knekking. Knekkfaktoren for første knekkingsmode i buens plan er $\alpha_{cr} = 2.05$ for denne delen av montasjen.

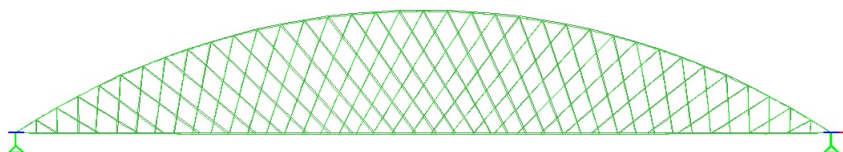


Den deformerte buen må jekkes tilbake til sin opprinnelige geometri. For å gjøre dette må det festes 6 nye staver til buenes underside. Stavene skal ikke støttes med stillaser og må utformes som fagverkstaver med høy stivhet og motstand mot knekking. Jekkingen av buen gjøres i kombinasjon med landmålingsutstyr, slik at det er mulig å kontrollere forskyvningene i buen. Maksimal nedbøyning skal nå være 70 mm i buen i mellom fagverkstavene.



Kablene strammes opp symmetrisk om senterlinjen. Etter kablene er montert begynner arbeidet med å demontere montasjestillasene. Stillasene avlastes uniformt over hele underlaget til hele stålunderstellet hviler på to oppleggsflater ved hver ende av brua.

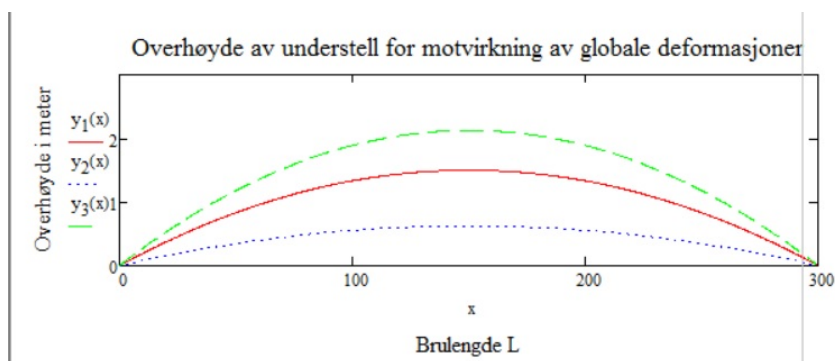
Undergurtene vil få aksielt strekk etterhvert som montasjestillasene avlastes. Dette skjer fordi det blir trykkrefter i buene. Egenvekten av stålbuer, kabler og stålskjelett vil gi forlengelse av stålunderstellet. Forlengelsen av hele understellet blir 243 mm. I perioden hvor konstruksjonen transporteres til brupilarene aksepteres denne deformasjonen.



Den aksielle deformasjonen i undergurtene vil bli større etterhvert som bruplata støpes og buen får større trykkrefter. For å motvirke denne effekten er det tenkt at det er mulig å benytte noen av spennkablene til å justere utglidningen grunnet økende aksiallaster i buen.

For å benytte kablene må en ta hensyn til at det midlertidige understellet har horisontalkrumning. Dette fordi at bruplata får nedbøyning som følge av økende egenvekt når bruplata støpes. Den totale nedbøyningen av buen, i en ferdig tilstand blir 625 mm. Dette betyr at det midlertidige understellet må utformes etter en formfunksjon med minimum denne overhøyden, for at brubanen skal ligge i horisontalplanet i en ferdig tilstand. Ved å gi brubanen en overhøyde i ferdigtilstanden på 0.5% av bruas lengde L , som anbefales i Tveit sine arbeider, blir nødvendig overhøyde på forskalingen 2125 mm. I funksjonen under er overhøyden beskrevet igjennom en funksjon av brubanens lengde. Den stiplede blå linjen indikerer nødvendig overhøyde på brubanen grunnet nedbøyning fra egenvekt. Den heltrukkede røde linjen beskriver brubanens overhøyde i forhold til horisontalplanet i en ferdig tilstand. Den stiplede grønne linjen, beskriver nødvendig overhøyde før støpearbeidene be-

gynner, slik at det er mulig å oppnå den røde formfunksjonen i en ferdig tilstand.



Hvis spennkablene trekkes opp uten å ta hensyn til krumningen, vil spennkablene bli liggende utenfor bruplatens tyngdepunkt. Deler av begge kantdragerne over brubanen må derfor støpes for at spennstålet skal kunne benyttes. Det er tenkt at en støper små lengder av kantdragerne og lengdene kan være så korte som en meter. Hovedpoenget er at trekkerørene til spennarmeringen støpes inn tyngdepunktet. Etter betongen har fått fasthet vil spennstålet forbli i brubanens tyngdepunkt, selv om det blir store krefter i spennarmeringen. Etter at kablene er støpt inn, aktiveres to av spennkablene (en kabel fra hver spennkabelgruppe). Disse kablene strekkes opp med en kraft på 3600kN. Dette er tilstrekkelig for å trekke undergurten tilbake til utgangsgeometrien. Etter dette kan støpearbeidene av resten av kantdragerne begynne. Ettersom brubanen vil deformere seg under støpeprosessen kan en ikke støpe hele brubanen i en støpeprosess. Kantdragerne bør støpes i lengder på 10 m av gangen. Mellom hver lengde lar en det være igjen en åpning på omtrent 1 m. Ved å ikke støpe hele brubanen i en kontinuerlig støp, vil en forhindre at det støpes inn tvangspenninger i betongen. Støpingen av betongen må begynne på to forskjellige fronter, symmetrisk om bruas midtpunkt. På denne måten forhindrer en også skjevlaster på buene.

Etterhvert som støpearbeidene gjennomføres blir det nødvendig å fortsette oppspenning av spennstålet for å motvirke videre aksielle deformasjoner. Når hele bruplaten er støpt vil oppspenningskraften i hver enkelt av de to kabelgruppene være 15200kN, som betyr at kabel nummer to i hver spenngruppe også spennes opp under støpearbeidene. For de to siste kablene i hver gruppe legges det kun inn trekkerør. Etter 28 dager spennes kablene opp til maksimalkraft. Etter dette injeseres alle kablene.

12 Konklusjon

Oppgaven kommer frem til at det er mulig å benytte et midlertidig stålskjelett for å redusere vekten under transport av nettverksbruer. Dette gjør det mulig å bygge deler av konstruksjon på land, under gunstige forhold, sammenlignet med å bygge bruene direkte på brupilarene, som beskrevet i Tveit (2012). Det er mulig å redusere opptil $\frac{3}{4}$ av totalvekten under transport av en bru på 300 m, slik at det er mulig å benytte kraner med lavere kapasiteter enn ved løfting av hele den ferdige konstruksjonen, med støpt bruplate.

Ved evaluering av forskjellige byggemetoder bør kostnadene ved å tilvirke, bygge og demontere et stålskjelett anses som en alternativkostnad. Alternativkostnaden sammenlignes med kostnaden ved å flytte den ferdige konstruksjonen med kraner som har kapasitet til å løfte hele brua med bruplate. Hvis kostnadene med bruk av stålskjelett blir større enn kostnad ved å leie kraner, som har kapasitet til å flytte en ferdig bru, bør sistnevnte løsning benyttes. Å evaluere denne problemstillingen fra et kostnadmessig perspektiv er ikke behandlet i denne oppgaven.

I en slik kostnadsevaluering bør verdien av gjenbruk av stål skjelettet medregnes. Her bør en evaluere om det er mulig å benytte samme skjelettet til bygging av en tilsvarende bru, eller gjenbruk i andre konstruksjoner. Ettersom anbudene hos byggherre i stor grad evalueres etter pris, bør ikke entreprenør evaluere verdien av skjelettet lavere enn verdien en får ved levering til omsmelting.

Det er entreprenørens oppgave å evaluere den mest kostnadseffektive byggemetoden. Tilbudet som leveres til oppdragsgiver ved offentlige anskaffelser, reflekterer entreprenørens valg av byggemetode. Fra entreprenørens synsvinkel er det ikke bare viktig å vinne anbudskonkurransen. Det er følgelig også viktig å gjennomføre prosjektet med et positivt dekningsbidrag. Ny tenkning kan gjøre fortjenesten større enn ved bruk av tradisjonelle byggemetoder for entreprenøren.

For oppdragsgiver kan annerledes tenkning i byggemetodene hos entreprenørene også føre til økonomiske fordeler. Hvis en entreprenør estimerer at det er signifikant lønnsomt å benytte en løsning med et stålskjelett, vil dette reflekteres i anbudet. Entreprenørene i Norge bruker store ressurser på utarbeidelse og prise anbud i store offentlige anskaffelser. De vil derfor posisjonere seg som konkurransedyktige i markedet, for å maksimere sannsynligheten for å vinne anbudet og samtidig drive forretningen med fortjeneste.

13 Beregninger og vedlegg

13.1 Beregning av forhold mellom brulengde og høyde

Vedlegg er vist på neste side.

```

#Skript til beregning av geometri og buehoyde masteroppgave NMBU
#Stian Moe Johannesen

import numpy as np
import matplotlib.pyplot as plt

L=300
q=1

def angel(h):
    return np.arctan((L/2)/(h/2+(L**2)/(8*h)-h))

def N(h,alpha):
    return (q*L**2)/(8*h)*np.cos(alpha)+(q*L)/2*np.sin(alpha)

h=np.linspace(10,100,100)
alpha=angel(h)

y=N(h,alpha)

plt.plot(h,y)
plt.title('Normalkraftdiagram for nettverksbuer med Lengde 300m og buehoyde 10-100m')
plt.xlabel('Buehoyder (m)')
plt.ylabel('Lokal normalkraftskomponent i bue ved opplager (kN)')

plt.show()

print N(h,alpha)

```

13.2 Transformasjon av noder til Staad Pro

Vedlegg er vist på neste side.

```

#Transformasjon av noder til geometri med imperfeksjoner
#Pakker
import numpy as np

#Importerer filer med relative forskyvninger og startgeometri
relativeknekkforskyvninger = np.fromfile('relativeknekkforskyvninger.txt', sep='\t',
dtype=float)
startgeometri = np.fromfile('startgeometri.txt', sep='\t', dtype=float)
nodenumber = np.fromfile("nodenumber.txt", sep='\t', dtype=int)

#Finner antallet av alle relative forskyvninger
num_nodesrelative= relativeknekkforskyvninger.shape[0]

#Finner antall koloner (Noder):
rowrelative=num_nodesrelative/3
colrelative=3

#Finner samlede antall noder fra Startgeometri
num_nodesstartgeometri = startgeometri.shape[0]

#Antall rader og koloner i startgeometri
rowstartgeometri = num_nodesstartgeometri/3
colstartgeometri=3

#Lager matriser av alle i de relative forskyvningene
matriserelative=relativeknekkforskyvninger.reshape((rowrelative,colrelative))

#Tilsvarende gjøres for stargeo
matrisestartgeo=startgeometri.reshape((rowstartgeometri,colstartgeometri))

#Antall rader med node nummering
n=nodenumber.shape[0]

# Denne lager matrise av alle nodene
matrisenodenumber=nodenumber.reshape((n,1))

#####
#####
#Herfra igjennom fores sorteringer

#Datasortering sorterer buckling faktorer
sorteringrel1 = matriserelative[0::4,0:3]
sorteringrel2=matriserelative[1::4,0:3]
sorteringrel3=matriserelative[2::4,0:3]
sorteringrel4=matriserelative[3::4,0:3]

#Kontroll

print 'Antall rader i knekkforskyvninger er:', sorteringrel1.shape[0]
print 'Antall rader i startgeometrien er:', matrisestartgeo.shape[0]
print 'Antall rader i nodenummeringen er', nodenumber.shape[0]
if sorteringrel1.shape[0]==matrisestartgeo.shape[0]==n:

```

```

    print 'OK, dimensjonene er like'
else:
    'Fiks dimensjonene i inputfilene'

#Skallering av resultatmatrise
scale=float(raw_input('Enter scale factor/displacement factor mm'))

new_nodes1=matrisestartgeo+(sorteringrel1*(scale/1000))
new_nodes2=matrisestartgeo+(sorteringrel2*(scale/1000))
new_nodes3=matrisestartgeo+(sorteringrel3*(scale/1000))
new_nodes4=matrisestartgeo+(sorteringrel4*(scale/1000))

add_nodcolumn1=np.hstack((matrisenodenummer,new_nodes1))
add_nodcolumn2=np.hstack((matrisenodenummer,new_nodes2))
add_nodcolumn3=np.hstack((matrisenodenummer,new_nodes3))
add_nodcolumn4=np.hstack((matrisenodenummer,new_nodes4))

np.savetxt('Nye_noder_til_2_ordens_analyse_buckling_mode_1.txt',
add_nodcolumn1,fmt='%g',delimiter = "\t")
np.savetxt('Nye_noder_til_2_ordens_analyse_buckling_mode_2.txt',
add_nodcolumn2,fmt='%g',delimiter = "\t")
np.savetxt('Nye_noder_til_2_ordens_analyse_buckling_mode_3.txt',
add_nodcolumn3,fmt='%g',delimiter = "\t")
np.savetxt('Nye_noder_til_2_ordens_analyse_buckling_mode_4.txt',
add_nodcolumn4,fmt='%g',delimiter = "\t")

raw_input("Hit any key to exit")

```

13.3 Tidligstadieanalyse

Vedlegg er vist på neste side.

Geometriske beregninger av nettverksbue

Beregningsgrunnlag:

Pilhøyden til sirkelen

$$h := 45 \cdot \text{m}$$

Senter senter buelegeme åpning

$$L := 300 \cdot \text{m}$$

Diameter av buen:

$$D_{\text{bue}} := 1016 \cdot \text{mm}$$

Tykkelse av stålbuen

$$t_{\text{bue}} := 30 \cdot \text{mm}$$

Strekkablenes vinkel på bueplanet

For vinkelen nederst ved opplegget kan en justere manuelt

$$\alpha := 62.0 \cdot \text{deg}$$

Beregningsresultater:

Geometri

Bueradius

Med utgangspunkt i sirkelligningen finnes radiusen i buen ved den generelle ligningen for en sirkel: $R^2 = x^2 + y^2$.

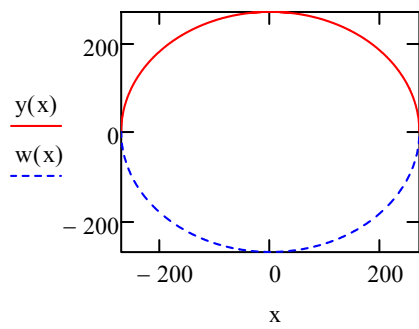
Ved innsettning for x og y fører algebra frem til følgende sammenheng:

$$R := \frac{h}{2} + \frac{L^2}{8 \cdot h} = 272.5 \cdot \text{m}$$

Grunnlag for sirkelplott vist i grafen under:

$$y(x) := \sqrt{R^2 - x^2}$$

$$w(x) := -\sqrt{R^2 - x^2}$$



Buefunksjon med kartesiske koordinater:

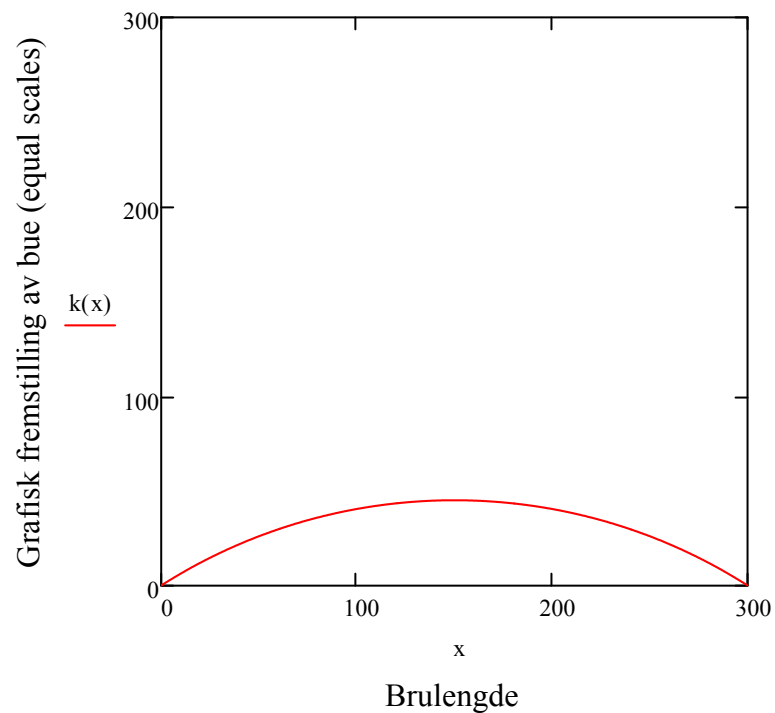
Ønskelig med en funksjon som kan beskrive buen med kartesiske koordinater

-Utgangspunkt $R^2 = x^2 + y^2$

-Vertikalforskyve buen til $y(x)$ ved å gjøre y_{\max} lik h med å legge til $-R+h$ til uttrykket.

-Horisontalforskyver $y(x)$ ved å legge til $-L/2$ til variabelen x .

$$k(x) := \sqrt{R^2 - \left(-\frac{L}{2} + x\right)^2} - R + h$$



Lengde av

$$L_{\text{bue}} := \int_0^L \sqrt{1 + \left(\frac{d}{dx}k(x)\right)^2} dx = 317.688 \cdot \text{m}$$

Tverrsnittsareal av
buen:

$$A_{\text{bue}} := \pi(D_{\text{bue}} - t_{\text{bue}})t_{\text{bue}} = 9.293 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

2. arealmoment av tverrsnittet til
buen:

Indre diameter:

$$d_{\text{bue}} := D_{\text{bue}} - 2t_{\text{bue}}$$

$$I_{\text{arch.r}} := \frac{\pi[D_{\text{bue}}^4 - (d_{\text{bue}})^4]}{64} = 1.13 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

Buens tyngdetetthet S460

$$\rho_{\text{bue}} := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Buens vekt

$$m_{\text{bue}} := L_{\text{bue}} \cdot A_{\text{bue}} \cdot \rho_{\text{bue}} = 2.317 \times 10^5 \cdot \text{kg}$$

$$2 \cdot m_{\text{bue}} = 4.635 \times 10^5 \cdot \text{kg}$$

K-fagverkets vekt:

$$\rho_{\text{k}} := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Lengden av 1 enhet

$$L_1 := 2 \cdot 6.472 \text{m}$$

$$L_2 := 2 \cdot 10.94 \text{m}$$

$$L_{\text{k}} := L_1 + L_2 = 34.824 \text{m}$$

Antall fagerk:

$$n_{\text{k}} := 34$$

Lengden av stålprofiler

$$n_{\text{k}} \cdot L_{\text{k}} = 1.184 \times 10^3 \text{m}$$

Diameter K-fagverk

$$D_k := 250 \cdot \text{mm}$$

Tykkelse K-fagverk

$$t_k := 10 \cdot \text{mm}$$

Tverrsnittsareal av
K-fagverk:

$$A_k := \pi(D_k - t_k)t_k = 7.54 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Massen av alle k-fageverk:

$$m_k := A_k \cdot L_k \cdot n_k \cdot \rho_k = 7.008 \times 10^4 \cdot \text{kg}$$

Strekkablenes vekt:

Diameter på
hengere:

$$t_d := 60 \cdot \text{mm}$$

Akkumulert lengde av alle strekkstag:

$$L_{h.akm} := 5254 \cdot \text{m} \quad \text{Se excel ark}$$

Tyngdetetthet strekkabler

$$\rho_h := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Tverrsnittsareal strekkabler

$$A_h := \pi \left(\frac{t_d}{2} \right)^2 = 2.827 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Akkumulert vekt av strekkstag i begge buene

$$m_h := \rho_h \cdot A_h \cdot L_{h.akm} = 1.166 \times 10^5 \cdot \text{kg}$$

Brudekkets

vekt

Brudekkets tyngdetetthet: (LB65 lettbetong)

$$\rho_t := 2100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Tverrsnittsareal brudekke:

Høyde på en kantdrager

$$h_{\text{kant}} := 500 \cdot \text{mm}$$

Bredde på en kantdrager

$$b_{\text{kant}} := 1700 \cdot \text{mm}$$

Areal kantdragere:

$$A_{\text{kant}} := h_{\text{kant}} \cdot b_{\text{kant}} = 0.85 \text{ m}^2$$

Høyde veibane

$$h_f := 350 \cdot \text{mm}$$

Føringsbredde

$$b_f := 11.0 \cdot \text{m}$$

Tverrsnittsareal føringsbredde

$$A_f := h_f \cdot b_f = 3.85 \text{ m}^2$$

Massen av en kantdrager:

$$m_{\text{kant}} := \rho_t \cdot A_{\text{kant}} \cdot L = 5.355 \times 10^5 \cdot \text{kg}$$

Massen av to kantdragere

$$2 \cdot m_{\text{kant}} = 1.071 \times 10^6 \cdot \text{kg}$$

Massen av føringsbredden:

$$m_f := A_f \cdot \rho_t \cdot L = 2.426 \times 10^6 \cdot \text{kg}$$

Vekt av konstruksjonen i ferdig tilstand:.

Behov for krankapasitet blir da:

$$2 \cdot m_{\text{kant}} + m_f + m_h + 2m_{\text{bue}} + m_k = 4.147 \times 10^6 \cdot \text{kg}$$

Nødvendig kapasitet pr kran blir da (Hver kran tar halve lasten)

$$\frac{2 \cdot m_{\text{kant}} + m_f + m_h + 2m_{\text{bue}} + m_k}{2} = 2.073 \times 10^6 \cdot \text{kg}$$

Midlertidig bæresystem:

Beregning av massen til et avstivningsystem:

Jevnt fordelt flatelast av betong i forskalingen (føringsbredden):

$$q_{fk} := \rho_t \cdot h_f \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 7.21 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Senteravstand mellom bæreprofiler i tverretningen beregnes med utgangspunkt i standard skurlast lengde på 4000mm.

$$L_{c24} := 4.0\text{m}$$

Hver tverrbjelke får følgende jevn fordelte last

$$q_{fk,tver} := q_{fk} \cdot L_{c24} = 28.841 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Elastisitetsmodul stål:

$$E_s := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Lengde i tverretningen:

$$L_t := 13.016 \cdot \text{m}$$

Prøver med en HE550A

$$I_{tverr} := 1367 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

Nedbøyning av stålbjelke i føringsbredden som følge av betongvekt:
Stålbjelken spenner hele L_t som fritt opplagt. Nedbøyning blir dimensjonerende ved utstøpning av bruplata.

Nedbøyning av bjelke grunnet betong i forskalingen:

$$\delta_{\text{HEA,tverr}} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{fk,tver} \cdot L_t^4}{E_s \cdot I_{tverr}} = 37.547 \cdot \text{mm}$$

Plastisk tverrsnittskontroll for bøyning:

Bestemmelse av tverrsnittsklasse for HEA550:

$$c := 550\text{mm} - 2 \cdot 24\text{mm} - 2 \cdot 2.55\text{mm} = 496.9 \cdot \text{mm}$$

$$t := 24\text{mm}$$

$$\frac{c}{t} = 20.704$$

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{460}} = 0.715$$

$$72 \cdot \varepsilon = 51.462$$

Tverrsnittsklasse 1

$$S_y := 2800 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

Flytespenning i stålet:

$$f_y := 460 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$W_{pl} := 2 \cdot S_y = 5.6 \times 10^6 \cdot \text{mm}^3$$

$$\alpha_{M0} := 1.10$$

$$M_{c.Rd} := \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\alpha_{M0}} = 2.342 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} := \frac{q_{fk.tver} \cdot (L_t)^2}{8}$$

EC 3-1 6.2.5

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c.Rd}} = 0.261$$

6.2.6 Skjær

Bredde profil

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

Tykkelse flens

$$t_f := 29 \cdot \text{mm}$$

Tverrsnittsareal av profil

$$A := 25.4 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Tykkelse steg:

$$t_w := 15 \cdot \text{mm}$$

$$r := 27 \cdot \text{mm}$$

$$A_v := A - b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 0.019 \text{ m}^2$$

$$V_{pl.Rd} := \frac{A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\alpha_{M0}} = 4.515 \times 10^6 \text{ N}$$

$$V_{Ed} := \frac{q_{fk.tver} \cdot L_t}{2}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} = 0.042$$

Antall meter HEA profiler i tverretning for hele brubanen:

$$L_{tverr} := \frac{300\text{m}}{4 \cdot \text{m}} \cdot L_t = 976.2 \text{ m}$$

Tverrsnittareal av HEA 550

$$A_{tverr} := 21.2 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Tyngdetetthet HEA550

$$\rho_{tverr} := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Samlet masse av alle tverrprofiler

$$m_{tverr} := A_{tverr} \cdot L_{tverr} \cdot \rho_{tverr} = 1.625 \times 10^5 \cdot \text{kg}$$

Bjelkelag i treverk:

Belastning på hver trebjelke

$$q_{fk} = 7.21 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Elastisitetsmodul for treverk:

$$E_{c24} := 11000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

2 arealmoment for skurlast 48mm*223mm

$$I_{c24} := \frac{48\text{mm} \cdot (223 \cdot \text{mm})^3}{12} = 4.436 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

Antall meter med 48mm*223mm

$$2 \frac{10.5 \cdot \text{m}}{0.6 \text{m}} \cdot 300 \cdot \text{m} = 1.05 \times 10^4 \text{ m}$$

Den samlede massen av bjelkelaget uniformt fordelt:

$$\rho_{c24} := 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$A_{c24} := 48 \text{mm} \cdot 223 \text{mm}$$

Legger lasten ut på en tverrbjelke

$$q_{\text{bjelkelag.k}} := \frac{2 \cdot 30.8 \cdot \rho_{c24} \cdot A_{c24} \cdot 4 \text{m} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}{15.4 \cdot \text{m}} = 0.588 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$m_{c24} := \rho_{c24} \cdot A_{c24} \cdot \left(2 \frac{10.5 \cdot \text{m}}{0.6 \text{m}} \cdot 300 \cdot \text{m} \right) = 3.934 \times 10^4 \cdot \text{kg}$$

Overslag på krefter i buene:

Vinkelåpning i grunnplanet
(α_0):

$$\alpha_0 := \text{asin} \left(\frac{\frac{L}{2}}{R} \right) = 33.398 \cdot \text{deg}$$

Belastning grunnet buens vekt
Uniform last i horisontalplanet:

$$q_{\text{bue}} := \frac{m_{\text{bue}} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}{L} = 7.578 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Belastning grunnet kantdragerens vekt på en bue
Uniform last i horisontalplanet

$$q_{\text{tie}} := \frac{m_{\text{kant}} \cdot 9.81 \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}{L} = 17.511 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Halve vekten av føringsbredden går til hver bue:

$$q_f := \frac{\frac{m_f}{2} \cdot 9.81 \cdot \frac{m}{s^2}}{L} = 39.657 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Belastning grunnet strekkablenes vekt
Uniform last i horisontalplan

$$q_h := \frac{\frac{m_h}{2} \cdot 9.81 \cdot \frac{m}{s^2}}{L} = 1.907 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Belastning på brubanen (slitelag):

$$q_s := \frac{2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} b_f}{2} = 11 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Karakteristisk verdi for egenlast:

$$q_{k.egen} := q_{bue} + q_{tie} + q_h + q_f + q_s = 77.653 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Karakteristisk verdi for variabel trafikklast:

Overslag på uniform trafikklast:

$$q_{k.var} := \frac{5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b_f}{2} = 27.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Uniform last i bue:

$$q_{Ed} := 1.20 \cdot q_{k.egen} + 1.5 \cdot q_{k.var} = 134.433 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Normalkrefter på buen grunnet uniforme belastninger i (buens toppunkt) i punktet L/2:

$$N_{Ed} := \frac{q_{Ed} \cdot L^2}{8 \cdot h} + \frac{q_{Ed} \cdot h}{2 \cdot \tan(\alpha)^2} = 3.446 \times 10^4 \text{ kN}$$

Overslag på spenning i buen i L/2:

$$\sigma_{N.bue.150} := \frac{N_{Ed}}{A_{bue}} = 370.86 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Buen utføres i S460

$$f_{yd} := \frac{460 \frac{N}{\text{mm}^2}}{1.10} = 418.182 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

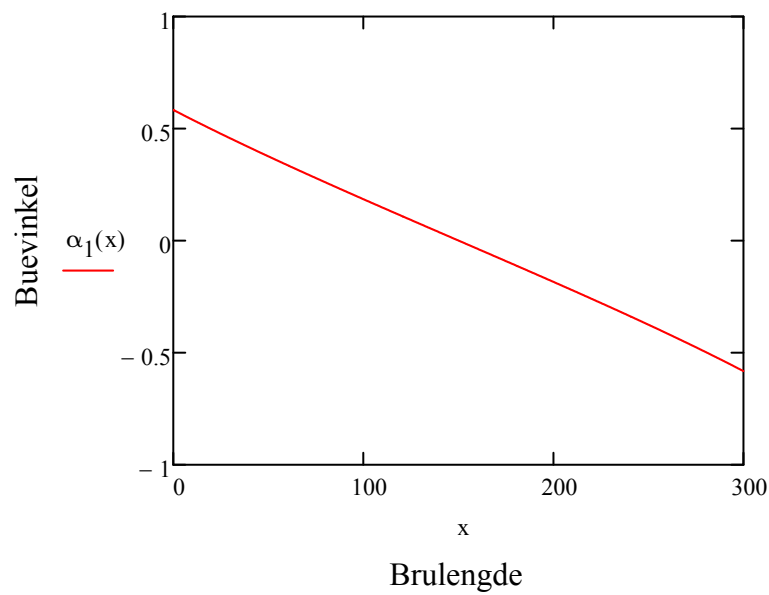
Vinkelåpningen til buen i et hvert punkt er gitt som den deriverte av buefunksjonen:

$$r(x) := \frac{d}{dx}k(x)$$

Vinkelfunksjonen til buen:

$$\alpha_1(x) := \text{atan}(r(x))$$

Vinkelplott av buen:



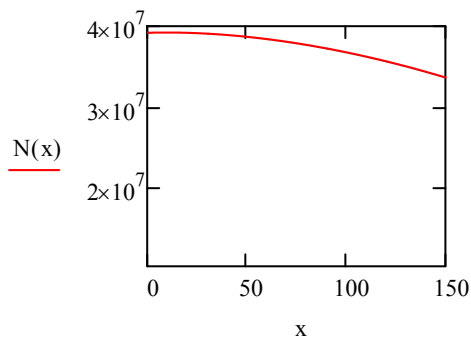
Normalkrefter i buen:

Alle krefter som virker i horisontal retning dekomponeres i buens koordinatsystem.

Tar ut oppleggsreaksjonene i opplegg A.

$$N(x) := \frac{q_{Ed} \cdot L^2}{8 \cdot h} \cdot \cos(\alpha_1(x)) + \frac{q_{Ed} \cdot L}{2} \cdot \sin(\alpha_1(x))$$

Normalkraftplot på buen under belastningen q.bue



Normalkraften varierer lite over buens lengde

$$\sigma_{N,bue,0} := \frac{N(0)}{A_{bue}} = 421.382 \cdot \text{MPa}$$

Knekkning av vindportalene:

$$L_{port} := 17.6 \cdot \text{m}$$

Vindportalens knekkapasitet

$$N_{cr,2} := \frac{2\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{arch,r}}{L_{port}^2} \cdot \left(\frac{2}{3} - \frac{h}{5L_{port}} \right) = 2.349 \times 10^4 \text{ kN}$$

Fyller rørene med betong: Ekivalent stålversnitt:

$$I_{ekv} := 2.014 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

Gir betydelig bidrag i til vindportalens knekkningskapasitet med betong i tverrsnittet.

$$N_{cr.3} := \frac{2\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{ekv}}{L_{port}^2} \cdot \left(\frac{2}{3} - \frac{h}{5L_{port}} \right) = 4.186 \times 10^4 \text{ kN}$$

Knekkning av buen i planet

$$n_h := 70$$

Vinkel mellom bue og kabelinnfestning:

$$\alpha_d := \frac{62.0 \cdot \pi}{180}$$

Antall strekkabler i hvert strekkabelsett:

$$n := \frac{n_h}{2} = 35$$

Stivhet til elastisk underlag pr meter lengde av staven:

$$N_{cr.4} := \left[\left(\frac{n \pi}{\alpha_0} \right)^2 - 1 \right] \cdot \frac{E_s \cdot I_{arch.r}}{R^2} + \frac{\frac{E_s \cdot A_h \cdot n_h \cdot R}{h \cdot 2 \cdot \alpha_0} \cdot \sin(\alpha_d)^3}{\left(\frac{n \cdot \pi}{\alpha_0} \right)^2 - 1} = 1.142 \times 10^6 \cdot \text{kN}$$

13.4 Vindlastberegning

Vedlegg er vist på neste side.

Vindlastberegninger

Vindlast uten trafikk:

Referansevindhastighet (Selje)

$$v_{b0} := 31 \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Basisvindhastighet

$$c_{\text{dir}} := 1.0$$

$$c_{\text{season}} := 1.0$$

$$c_{\text{alt}} := 1.0$$

$$c_{\text{prob}} := 1.0$$

$$v_b := c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot c_{\text{alt}} \cdot c_{\text{prob}} \cdot v_{b0} = 31 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Luftas tyngdetetthet

$$\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Basisvindhastighetstrykk

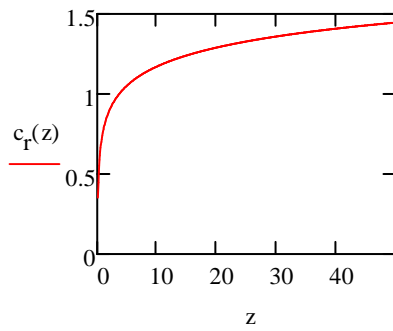
$$q_b := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 6.006 \times 10^{-4} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Terrengruhetsfaktor

$$k_r := 0.17$$

$$z_0 := 0.01$$

$$c_r(z) := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

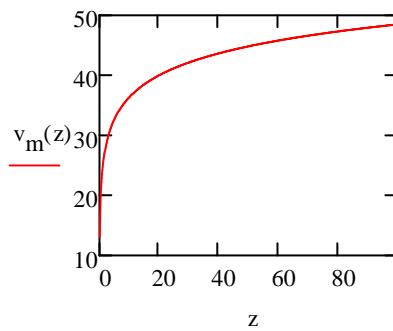


Terrengformfaktor

$$c_0 := 1.0$$

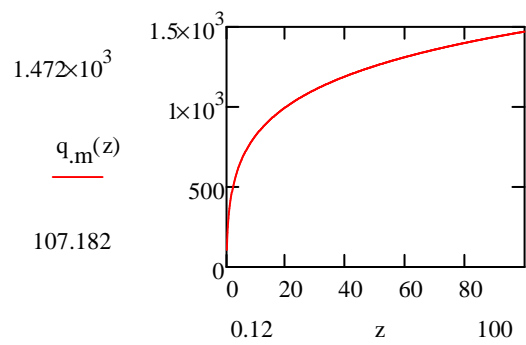
Stedsvindshastighet

$$v_m(z) := c_r(z) \cdot c_0 \cdot v_b$$



Stedsvindtrykk

$$q_m(z) := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2$$



Stedsvindtrykk over noen punkter som funksjon av høyde i terrenget

$$q_m(25) = 1.063 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_m(50) = 1.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_m(75) = 1.382 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_m(100) = 1.472 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

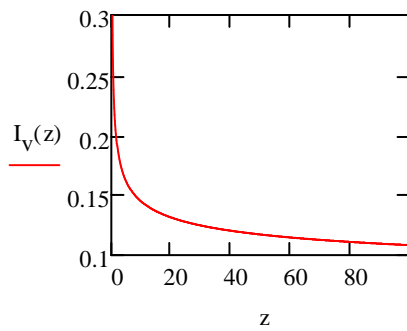
Turbulensfaktor

$$k_T := 1$$

Turbulensintensitet

$$\sigma_v := k_T \cdot v_b \cdot k_I = 5.27 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

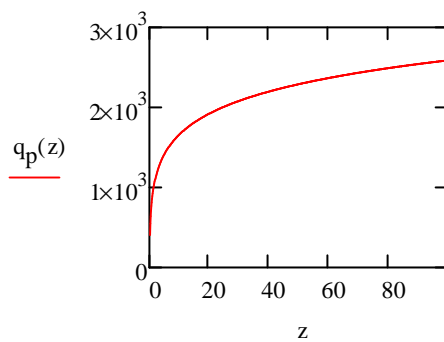
$$I_v(z) := \frac{\sigma_v}{v_m(z)}$$



Vindkasthastighetstrykk

$$k_p := 3.5$$

$$q_p(z) := (1 + 7 \cdot I_v(z)) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2$$



Vindkasthastighetstrykk ved noen punkter som funksjon av høyde

$$q_p(25) = 2.013 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

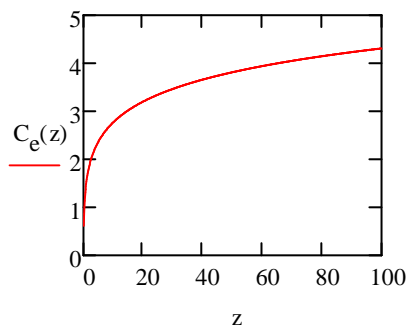
$$q_p(50) = 2.294 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_p(75) = 2.466 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_p(100) = 2.592 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Eksponeringsfaktor

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



Kraffaktor i x-retningen:

$$c_{f,x} := 1.3$$

Eksponeringsfaktor etter 8.3.2

$$C_x := c_{f,x} \cdot C_e(45) = 4.871$$

Vindkraft i x-retningen

$$q_{w,x} := q_b \cdot C_x = 2.925 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindkraft i z-retningen

$$c_{f,x,z} := 0.15$$

$$C_y := C_e(45) \cdot c_{f,x,z} = 0.562$$

$$q_{w,z} := q_b \cdot C_y = 0.338 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindlast med trafikk (kraffaktor i x retning generell metode)

Etter HB 185 skal vegbruer i vindlastklassene I, II og III skal kontrolleres i bruks- og bruddgrensetilstand med samtidig vind- og trafikklast.

Vindlast med trafikk skal beregnes med utgangspunkt i en kastvindhastighet på brubanen på 35m/s etter HB185 5.5.5.3.

$$v_t := 35 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

For brubane som 0 nivå:

$$q_{p.t.k} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_t^2 = 0.766 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Buen får da et tillegg for høyde:

$$q_{p.t.k} \cdot c_f(45) = 1.095 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

13.5 Buekapasiteter over vindportal

Vedlegg er vist på neste side.

Elastisk dimensjonering av bukonstruksjon over vindportalene:

Stavnedekrefter fra Staad:

$$\begin{aligned} F_{Ed,x} &:= 32909 \text{ kN} & F_{Ed,y} &:= -3.450 \text{ kN} & F_{Ed,z} &:= 57 \text{ kN} \\ M_{Ed,x} &:= 57 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} & M_{Ed,y} &:= 73 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{Ed,z} &:= -521 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Diameter av stålbuen:

$$D_{bue} := 1016 \text{ mm}$$

Bueradius

$$r := \frac{D_{bue}}{2}$$

Tykkelse av stålbuen

$$t_{bue} := 30 \text{ mm}$$

Tverrsnittsareal av stålbuen

$$A_{bue} := \pi(D_{bue} - t_{bue})t_{bue} = 9.293 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Indre diameter for stålbue:

$$d_{bue} := D_{bue} - 2t_{bue} = 956 \text{ mm}$$

Polart arealmoment:

$$I_p := \frac{\pi}{32} (D_{bue}^4 - d_{bue}^4) = 0.023 \text{ m}^4$$

2. arealmoment:

$$I_{bue} := \frac{\pi (D_{bue}^4 - d_{bue}^4)}{64} = 1.13 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

$$z := r$$

$$y := -r$$

Normal spenninger i lengderetningen

$$\sigma_{x.Ed} := -\frac{F_{Ed,x}}{A_{bue}} - \frac{M_{Ed,z}}{I_{bue}} \cdot y - \frac{M_{Ed,y}}{I_{bue}} \cdot z = -380.829 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Resulterende skjærspenninger:

$$\tau_{Ed} := \frac{M_{Ed,x}}{I_p} \cdot r + 2 \cdot \frac{F_{Ed,y}}{A_{bue}} + 2 \cdot \frac{F_{Ed,z}}{A_{bue}} = 2.433 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{M0} := 1.10$$

$$\sigma_{z.Ed} := 0$$

Karakteristisk flytespenning:

$$f_y := 460 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Von Mises spenningskriterium EC3-1-1 6.2.1.(5):

$$\left(\frac{\sigma_{x.Ed}}{f_y} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z.Ed}}{f_y} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x.Ed}}{f_y} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z.Ed}}{f_y} \right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y} \right)^2 = 0.829$$

13.6 Buekapasiteter uten samvirke i vindportal

Vedlegg er vist på neste side.

Elastisk dimensjonering av vindportal uten samvirke mellom stål og betong:

Stavnedekrefter fra Staad:

$$\begin{aligned} F_{Ed.x} &:= 34296 \text{ kN} & F_{Ed.y} &:= -247 \text{ kN} & F_{Ed.z} &:= 99 \text{ kN} \\ M_{Ed.x} &:= -360 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} & M_{Ed.y} &:= -1822 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{Ed.z} &:= -3279 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Diameter av stålbuen:

$$D_{bue} := 1016 \cdot \text{mm}$$

Bueradius

$$r := \frac{D_{bue}}{2}$$

Tykkelse av stålbuen

$$t_{bue} := 45 \text{ mm}$$

Tverrsnittsareal av stålbuen

$$A_{bue} := \pi(D_{bue} - t_{bue})t_{bue} = 1.373 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

2. arealmoment for buen:

$$d_{bue} := D_{bue} - 2t_{bue} = 926 \cdot \text{mm}$$

Polart arealmoment:

$$I_p := \frac{\pi}{32} (D_{bue}^4 - d_{bue}^4) = 0.032 \text{ m}^4$$

2. arealmoment:

$$I_{bue} := \frac{\pi (D_{bue}^4 - d_{bue}^4)}{64} = 1.621 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

$$z := r$$

$$y := -r$$

Spenninger i lengderetning

$$\sigma_{x.Ed} := -\frac{F_{Ed.x}}{A_{bue}} - \frac{M_{Ed.z}}{I_{bue}} \cdot y + \frac{M_{Ed.y}}{I_{bue}} \cdot z = -409.67 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Resulterende skjærspenninger:

$$\gamma_{M0} := 1.10$$

$$\sigma_{z.Ed} := 0$$

$$\tau_{Ed} := \frac{M_{Ed.x}}{I_p} \cdot r + 2 \cdot \frac{F_{Ed.y}}{A_{bue}} + 2 \cdot \frac{F_{Ed.z}}{A_{bue}} = -7.796 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Karakteristisk flytespenning:

$$f_y := 460 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Von Mises spenningskriterium EC3-1-1 6.2.1.(5):

$$\left(\frac{\sigma_{x.Ed}}{f_y} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z.Ed}}{f_y} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x.Ed}}{f_y} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z.Ed}}{f_y} \right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y} \right)^2 = 0.961$$

13.7 Buekapasiteter med samvirke i vindportal

Vedlegg er vist på neste side.

Elastisk dimensjonering av vindportal med samvirke mellom stål og betong:

Stavnedekrefter fra Staad:

$$\begin{aligned} F_{Ed,x} &:= 34296 \text{ kN} & F_{Ed,y} &:= -247 \text{ kN} & F_{Ed,z} &:= 99 \text{ kN} \\ M_{Ed,x} &:= -360 \text{ kN}\cdot\text{m} & M_{Ed,y} &:= -1822 \text{ kN}\cdot\text{m} & M_{Ed,z} &:= -3279 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Diameter av stålbuen:

$$D_{bue} := 1016 \text{ mm}$$

Bueradius

$$r := \frac{D_{bue}}{2}$$

Tykkelse av stålbuen

$$t_{bue} := 30 \text{ mm}$$

Tverrsnittsareal av stålbuen

$$A_{bue} := \pi(D_{bue} - t_{bue})t_{bue} = 9.293 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Indre diameter

$$d_{bue} := D_{bue} - 2t_{bue} = 956 \text{ mm}$$

Polart arealmoment:

$$I_p := \frac{\pi}{32} (D_{bue}^4 - d_{bue}^4) = 0.023 \text{ m}^4$$

2. arealmoment:

$$I_{bue} := \frac{\pi (D_{bue}^4 - d_{bue}^4)}{64} = 1.13 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

$$z := r$$

$$y := -r$$

$$L_v := 8824 \text{ mm}$$

Areal betong

$$A_c := \pi \cdot \left(\frac{D_{\text{bue}}}{2} - t_{\text{bue}} \right)^2 = 7.178 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Betongens elastisitetsmodul

$$E_{\text{cm}} := 40000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Stålets elastisitetsmodul

$$E_s := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Transformasjonsforhold

$$\eta_0 := \frac{E_s}{E_{\text{cm}}} = 5.25$$

Ved neglisjering av eventuell armering er betongens transformerte areal (til stål):

$$A_{\text{c.ekv}} := \frac{A_c}{\eta_0} = 0.137 \cdot \text{m}^2$$

Ekivalent tvernsnittareal:

$$A := A_{\text{bue}} + A_{\text{c.ekv}} = 2.297 \times 10^3 \cdot \text{cm}^2$$

$$\Delta L := \frac{F_{\text{Ed.x}} \cdot L_v}{A \cdot E_s} = 6.275 \times 10^{-3} \cdot \text{m}$$

Andelen aksialkraft som skal overføres til buen:

$$F_{\text{bue}} := \frac{\Delta L}{L_v} \cdot E_s \cdot A_{\text{bue}} = 1.388 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

Spenninger i lengderetning

$$\sigma_{\text{x.Ed}} := -\frac{F_{\text{bue}}}{A_{\text{bue}}} - \frac{M_{\text{Ed.z}}}{I_{\text{bue}}} \cdot y + \frac{M_{\text{Ed.y}}}{I_{\text{bue}}} \cdot z = -378.586 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Resulterende skjærspenninger:

$$\tau_{\text{Ed}} := \frac{M_{\text{Ed.x}}}{I_p} \cdot r + 2 \cdot \frac{F_{\text{Ed.y}}}{A_{\text{bue}}} + 2 \cdot \frac{F_{\text{Ed.z}}}{A_{\text{bue}}} = -11.275 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Karakteristisk flytespenning:

$$f_y := 460 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{M0} := 1.10$$

$$\sigma_{z.Ed} := 0$$

Von Mises spenningskriterium EC3-1-1 6.2.1.(5):

$$\left(\frac{\sigma_{x.Ed}}{\gamma_{M0} f_y} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z.Ed}}{\gamma_{M0} f_y} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x.Ed}}{\gamma_{M0} f_y} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z.Ed}}{\gamma_{M0} f_y} \right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{\gamma_{M0} f_y} \right)^2 = 0.822$$

13.8 Beregning av rundstål for avskjæring

Vedlegg er vist på neste side.

Avskjæring av gjennomgående rundstål nederst i vindfagverket

$$\alpha := 0.6$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

Stålkvalitet S355

$$f_{ub} := 450 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Diameter av rundstål:

$$D := 22 \cdot \text{mm}$$

Tverrsnittsareal rundstål

$$A := \pi \cdot \frac{D^2}{4} = 380.133 \text{mm}^2$$

$$F_{v.Rd} := \frac{\alpha \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = 82.109 \text{kN}$$

Antall nødvendige gjennomgående rundstål:

$$F_c := 2.042 \times 10^4 \text{kN}$$

Antall gjennomgående glattstål

$$n := \frac{F_c}{2 \frac{\alpha \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}}} = 124.347$$

13.9 Innfestning av kabler til buer

Vedlegg er vist på neste side.

Beregning av øreforbindelse mellom bue og strekkstag:

Opptredene kraft:

$$F_{w.Ed} := 1196 \text{ kN}$$

Avskjæringskapasitet:

Avskjæring av stålbolt 4.6

$$D := 55 \text{ mm}$$

$$A_s := \pi \cdot \frac{D^2}{4} = 2.376 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Boltens bruddspenning

$$f_{ub} := 540 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

2 avskjæringssnitt pr bolt:

$$F_{v.Rd} := 2 \cdot \frac{0.6 f_{ub} \cdot A_s}{1.25} = 1.232 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Utnyttelse av bolt

$$\frac{F_{w.Ed}}{F_{v.Rd}} = 0.971$$

Avskjæringskapasiteten er større en opptredene kraft

Hullkantkapasitet:

Ørets bruddspenning

$$f_u := 540 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Med et sirkulært øre skal kant og endeavstand være konstant rundt ørehull

Endeavstand

$$e_1 := 90 \cdot \text{mm}$$

Kantavstand: (settes lik endeavstand)

$$e_2 := e_1$$

Ørehullets diameter:

$$d_0 := D + 2 \text{ mm}$$

For endebolter

$$\alpha_d := \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = 0.526$$

$$\alpha_b := \min\left(\alpha_d, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = 0.526$$

Skrueskiftets diameter:

$$d := D = 55 \cdot \text{mm}$$

$$k_1 := \min\left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.5, 2.5\right) = 2.5$$

Godstykkelsen på øre:

$$t := 52 \cdot \text{mm}$$

Hullkantkapasitet

$$F_{b.Rd} := \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{1.25} = 1.626 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Hullkantkapasiteten er større en optredene kraft

Avstand fra ytterkant ørehull til ytterkant øre:

$$e_1 - \frac{d_0}{2} = 61.5 \cdot \text{mm}$$

Nødvendig sveiselengde:

Stålkvalitet i sveis S235

$$f_{us} := 360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

$$\beta_w := 0.8$$

$$f_{w.Rd} := \frac{f_{us}}{\frac{\sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}} = 207.846 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

a – mål

a := 5 mm

$$F_{w.Rd} := f_{w.Rd} \cdot a = 1.039 \times 10^3 \cdot \frac{N}{mm}$$

Nødvendig sveiselengde

$$l_{ef} := \frac{F_{w.Ed}}{F_{w.Rd}} = 1.151 \text{ m}$$

Med to sveiselarver blir nødvendig lengde pr larve

$$\frac{l_{ef}}{2} = 575.426 \cdot mm$$

13.10 Bjelkeskjøter med skrudde endeplater

Vedlegg er vist på neste side.

Dimensjonering av sammenføyningen av undergurtene ved bruk av skrudde endeplater

Laster som benyttes i analyse:

Egenvekter til bjelkelementer genereres automatisk i staad

Trebjelkelag

Antall i bredden

$$\frac{15.4\text{m}}{0.5\text{m}} = 30.8$$

Tyngdetetthet C24

$$\rho_{\text{C24}} := 420 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Tverrsnittsareal

$$A_{\text{C24}} := 48\text{-mm} \cdot 223\text{-mm}$$

Trebjelkelag som linjelast på tverrbjelke:

$$q_{\text{k.bjelkelag}} := \frac{2 \cdot 30.8 \cdot \rho_{\text{C24}} \cdot A_{\text{C24}} \cdot 4\text{m} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}{15.4\text{-m}} = 0.706 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kryssfinerplater som linjelast på tverrbjelker:

$$q_{\text{k.kryssplater}} := \rho_{\text{C24}} \cdot 21\text{-mm} \cdot 4000\text{-mm} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0.346 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nodelaster for masser som ligger på utsiden av stålundergurtene:

Til hvert nodepunkt

HEA 800, bjelkelag og plater som ligger på utsiden av ytter for undergurt i lengderetningen

$$P_{\text{k}} := \left(199 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 1.224\text{-m} + \rho_{\text{C24}} \cdot 21\text{-mm} \cdot 4000\text{-mm} \cdot 1.224\text{-m} + 4\rho_{\text{C24}} \cdot A_{\text{C24}} \cdot 4\text{m} \right) \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 3.519 \cdot \text{kN}$$

Med 75 avstivningsrammer i brulengden gjøres lasten om til en linjelast på midlertidig undergurt

$$q_{\text{k.n}} := \frac{P_{\text{k}} \cdot 75}{300\text{-m}} = 0.88 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindlaster

Benytter vindlast fra vindlastberegning

I byggetilstanden benyttes karakteristisk verdi for hastighetstrykket ved 31m/s

Knivlast på midlertidig undergurt i tverretningen

$$q_{p.t.k} := 0.766 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.7 \cdot \text{m} = 1.302 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Krefter i midlertidig undergurt fra Staad Analyse under transport av stål skjellett

Største strekk i undergurt

$$N_{t.Ed} := 7220 \text{kN}$$

Maksimalt moment i undergurt

$$M_{z.Ed} := 26 \text{kN} \cdot \text{m}$$

Ønsker ikke å utnytte den plastiske momentkapasiteten i stålskjellettet

Stålkvalitet midlertidig undergurt S355

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Areal av midlertidig undergurt HEA 500

$$A_{\text{HEA}} := 23.9 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$\alpha_{M0} := 1.10$$

Stekkapasitet midlertidig undergurt

$$N_{t.Rd} := \frac{f_y \cdot A_{\text{HEA}}}{\alpha_{M0}} = 7.713 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Bøyningskapasitet for midlertidig undergurt:

$$W_{\text{eff.min}} := 4290 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

$$M_{z.Rd} := \frac{W_{\text{eff.min}} \cdot f_y}{\alpha_{M0}} = 1.385 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

For bjelker utsatt for bøyning og strekk

$$\frac{N_{t.Ed}}{N_{t.Rd}} + \frac{M_{z.Ed}}{M_{z.Rd}} = 0.955$$

Maksimalt bøyningmoment i undergurt under utsøpning av bruplate:

Aksialkraft i undergurt er tilnærmet lik null ettersom spennarmeringen spennes opp etterhvert som bruplata støpes for motvirkning av aksielle deformasjoner. Hvis det forekommer vindlaster under perioden støpearbeidene gjennomføres antas det at undergurtene tar aksialkrefter som følge av sideveis vindlast, men at spennkablene tar trykkraftene fra buen.

Lokalt bøyningmoment fra utsøpning av bruplate

$$M_{Ed.z.2} := 377 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Aksialkrefter fra sideveis vindlast i undergurter

$$N_{t.Ed.2} := 2324 \cdot \text{kN}$$

Tverrsnittets utnyttelse

$$\frac{M_{Ed.z.2}}{M_{z.Rd}} + \frac{N_{t.Ed.2}}{N_{t.Ed}} = 0.594$$

Sammenføyning av undergurter med skrudde endeplater:

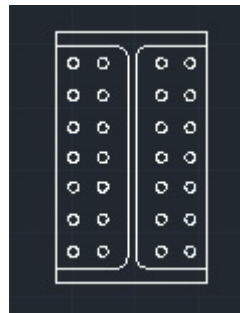
Tilfelle med momenter i undergurt fra betong og aksialkrefter fra sideveis vindlast

Knutepunktets momentkapasitet

Kapasitet av M24 10.9

$$f_{ub} := 1000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_s := \left(\frac{24 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi$$



$$F_{Rd,t} := \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{1.25} = 325.72 \text{ kN}$$

Antall festemidler pr rad

$$r := 4$$

Avstand fra senter skruerad til trykksenter

$$d_1 := 437 \cdot \text{mm}$$

$$d_2 := 373 \cdot \text{mm}$$

$$d_3 := 309 \cdot \text{mm}$$

$$d_4 := 250 \cdot \text{mm}$$

$$d_5 := 191 \text{ mm}$$

$$d_6 := 127 \cdot \text{mm}$$

$$d_7 := 63 \cdot \text{mm}$$

$$M_{j,Rd} := F_{Rd,t} \cdot r \cdot (d_1 + d_2 + d_3 + d_4 + d_5 + d_6 + d_7) = 2.28 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{j,Ed,2} := M_{Ed,z,2}$$

$$N_{j,Ed,2} := N_{t,Ed}$$

Knutepunktets aksialkraftkapasitet

Antall forbindere som kan ta aksiallast i knutepunktet:

$$m := 28$$

Knutepunktets strekkapasitet

$$N_{j,Rd} := F_{Rd,t} \cdot m = 9.12 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Dimensjoneringskriterium for tilfelle

$$\frac{M_{j,Ed,2}}{M_{j,Rd}} + \frac{N_{j,Ed,2}}{N_{j,Rd}} = 0.957$$

13.11 Kableskaft

Vedlegg er vist på neste side.

Innfestning av brukabler til betongkantdragere

Største dimensjonerende strekkraft fra brukabel:

$$P_{Ed} := 1200 \text{ kN}$$

Kraftinnføringsvinkel til grunnplanet:

$$\alpha := 55 \text{ deg}$$

$$F_{x.Ed} := \cos(\alpha) \cdot P_{Ed} = 688.292 \text{ kN}$$

$$F_{y.Ed} := \sin(\alpha) \cdot P_{Ed} = 982.982 \text{ kN}$$

Beregning av sveis mellom skaft og fotplate:

Enkelte av kablene er tilnærmet vertikale ved vindportalene av brua. Regner derfor at hele kraften skal igjennom sveis og inn til bunnplate.

$$F_{w.Ed} := P_{Ed}$$

Korrelasjonsfaktor for stålqualität S235

$$\beta_w := 0.8$$

Bruddspenning

$$f_u := 360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

γ_{M2} Materialfaktor for festeforbindelser

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

$$f_{w.Rd} := \frac{f_u}{\frac{\sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}} = 207.846 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$a_{\text{mål}} := 8 \cdot \text{mm}$$

$$F_{w.Rd} := f_{w.Rd} \cdot a_{\text{mål}} = 1.663 \times 10^3 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$l_{ef} := \frac{F_{w.Ed}}{F_{w.Rd}} = 721.688 \text{ mm}$$

Med fotplate dybde på 380 mm kan en sveise med a-mål 8 hele veien på begge sider

Spenninger i betongen som følge av trykk mot fotplate

Bredde på fotplate

$$b_f := 200 \cdot \text{mm}$$

Tykkelse på fotplate

$$t_f := 40 \cdot \text{mm}$$

Dybde fotplate

$$d_f := 380 \cdot \text{mm}$$

Bredde på skaft

$$b_s := 30 \cdot \text{mm}$$

Kontaktareal mellom betong og fotplate

$$A_f := (b_f - b_s) \cdot d_f = 0.065 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{Ed} := \frac{P_{Ed}}{A_f} = 18.576 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Betongens karakteristiske trykkfasthet:

$$f_{ck} := 65 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Materialfaktor for betongen

$$\gamma_c := 1.5$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Dimensjonerende fasthet betong

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 36.833 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Utnyttelse:

$$\frac{\sigma_{Ed}}{f_{cd}} = 0.504$$

Bøyning av fotplate

Lastutbredelse på fotplate:

$$q_{Ed} := \frac{P_{Ed}}{b_f - b_s} = 7.059 \times 10^3 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$M_{Ed} := \frac{q_{Ed} \cdot \left(\frac{b_f}{2}\right)^2}{2} = 35.294 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Flytespenning S355

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Motstandsmoment fotplate

$$W_{el} := \frac{t_f^2 \cdot d_f}{6} = 1.013 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$M_{Rd} := f_y \cdot W_{el} = 35.973 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Utnyttelse av fotplatens bøyningkapasitet

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0.981$$

13.12 Midlertidige tverrbærere i stål

Vedlegg er vist på neste side.

Dimensjonering av tverrbærere i stål og innfestning til midlertidig stål undergurter

Belastning fra lettbetong i forskaling

$$\rho_b := 2100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 20.601 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Lastutbredelse

$$l := 4.0 \cdot \text{m}$$

Tykkelse av betongplate ved kjørebaner

$$t_1 := 0.350 \cdot \text{m}$$

Knivlast på tverrbærer fra området med 350mm betong

$$q_{k.b1} := \rho_b \cdot l \cdot t_1 = 28.841 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Knivlast kantdragere

$$t_2 := 0.700 \cdot \text{m}$$

$$q_{k.b2} := \rho_b \cdot l \cdot t_2 = 57.683 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Trebjelkelag

Tidligere beregnet

$$q_{k.tr} := 0.706 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Forskalingsplater

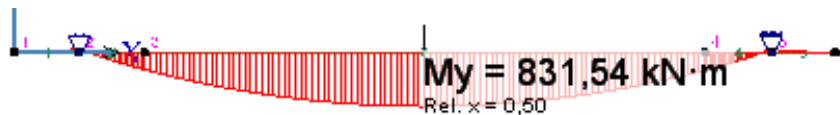
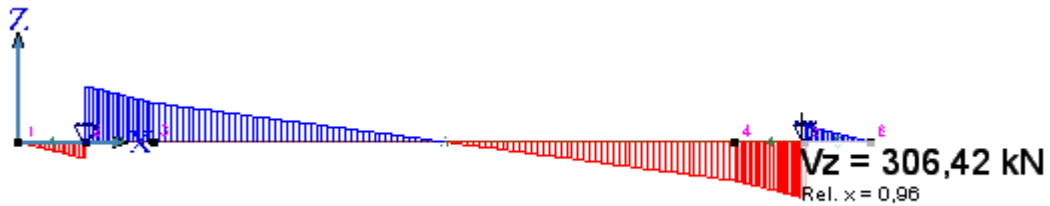
$$q_{k.f} := 0.346 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Annet utstyr:

$$q_{k.u} := 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Beregningsresultater fra Fokus konstruksjon

Tverrsnittskapasitet beregnes igjennom fokus



Skruforbindelsene må kunne overføre kreftene fra tverrbjelkenes overflens til den midlertidige undergurtens underflens.

$$F_{t.Ed} := 306.42 \text{ kN}$$

Fire skruer M16 10.9 ved hvert innfestningspunkt
(T-stykke med to skruerader)

Rent skrueruidd

Antall skruer

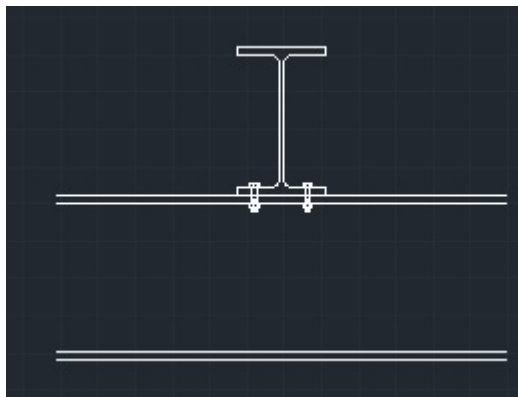
$$n_s := 4$$

Bruddfasthet

$$f_{ub} := 1000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nominellt areal

$$A_s := \pi \cdot \left(\frac{16 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 201.062 \cdot \text{mm}^2$$



Strekk kapasitet

$$F_{t,d} := \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{1.25} = 144.765 \cdot \text{kN}$$

Samlet strekkapasitet

$$F_{t,Rd.1} := F_{t,d} \cdot 4 = 579.058 \text{ kN}$$

Større enn F.t.Ed

Plastisk flytemekanisme med 4 flyteledd uten skrueruidd

$$l_{\text{eff}} := 300 \cdot \text{mm} \quad \text{Bredden HEA500}$$

$$t_f := 23 \text{ mm}$$

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Avstand fra skruen til stivhetsendring i flensen

$$m := 51 \text{ mm}$$

Skruens kantavstand

$$e := 61 \text{ mm}$$

Flensens materialfaktor

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

Flensens momentkapasitet

$$M_{\text{pl,Rd}} := \frac{l_{\text{eff}} \cdot t_f^2}{4} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 263.018 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Flensens kapasitet med fire plastiske flyteledd:

$$F_{t,Rd.2} := \frac{4 \cdot M_{\text{pl,Rd}}}{m} = 1.052 \times 10^3 \text{ kN}$$

Større en F.t.Ed

Ufullstendig flytemekanisme i samtidighet med brudd i skruer

$$F_{t,Rd.3} := \frac{2 \cdot M_{\text{pl,Rd}} + e \cdot (s \cdot F_{t,d})}{m + e} = 554.914 \text{ kN}$$

Større en F.t.Ed

13.13 Bestandigjet av bruplate

Vedlegg er vist på neste side.

Bestandighet

Eksponeringsklasse EC2 Tabell 4.1

XS1 Utsatt for luftbårne kloriden, men ikke i direkte kontakt med sjøvann.

Bestemmelse av nominell betongoverdekning EC2 4.4.1(2)

Overdeknig av hensyn til heft EC2 Tabell 4.2

Ø35

$$C_{\min.b} := 35\text{-mm}$$

Overdekning for C.min som følge av miljøpåvirkninger (bestandighet armeringsstål) EC2 Tabell NA.4.4N)

100 år dimensjonerende levetid

M45

$$C_{\min.dur} := 50\text{-mm}$$

Overdekningsøkning C.min i tillegg for sikkerhet EC2 NA.4.4.1.2(6)

$$\Delta C_{dur.\gamma} := 0\text{mm}$$

Reduksjonsfaktor for C.min ved bruk av rustfritt stål EC2 NA.4.4.1.2(7)

$$\Delta C_{dur.st} := 0\text{-mm}$$

Reduksjonsfaktor for C.min ved bruk av tilleggsbeskyttelse EC2 NA.4.4.1.2(8)

$$C_{dur.add} := 0\text{-mm}$$

Bestemmelse av C.min

Minste overdekning (EC2 4.4.2)

$$C_{\min} := \max(C_{\min.b}, C_{\min.dur} + \Delta C_{dur.\gamma} - \Delta C_{dur.st} - C_{dur.add}, 10\text{-mm}) = 50\text{-mm}$$

Tillegg i overdekning i hensyn på avvik EC2 NA.4.4.1.3

$$\Delta C_{dev} := 10\text{-mm}$$

Nominell overdekning

$$C_{\text{nom}} := C_{\min} + \Delta C_{dev} = 60\text{-mm}$$

13.14 Armering av bruplate

Vedlegg er vist på neste side.

Beregning av bruplate for bøyning

Tykkelse på bruplate

$$h := 480 \text{ mm}$$

Betong

Fasthetsklasse EC2 Tabell NA.3.1.2

Lettbetong LB65

Sylinderfasthet

$$f_{ck} := 65 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$c_{\text{nom}} := 60 \text{ mm}$$

Materialkoeffisient for betong EC2 Tabell NA.2.1.N

$$\gamma_c := 1.5$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 36.833 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Stål

Varmvalset stål med kammer **B500NC**

Flytegrense (karakteristisk fasthet)

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Materialkoeffisient for stål EC2 Tabell NA.2.1.N

$$\gamma_s := 1.15$$

Elastisitetsmodul for stål

$$E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende flytegrense:

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Geometri

Platebredde

$$b := 1000 \cdot \text{mm}$$

Ren bøyning

Moment fra belastninger på bruplate i ULS i tverretning

$$M_{\text{Ed},y} := \frac{519 \text{ kN}\cdot\text{m}}{m}$$

Moment fra belastninger på bruplate i ULS i lengderetning

$$M_{\text{Ed},x} := 296 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{m}$$

Ettersom spenningsfordelingen i virkeligheten ikke er linær over tverrsnittet tilater EC2 å benytte en forenklet beregningsmetode for å kompensere mot spenningsendringen i trykksonen.

$\lambda=0.8$, $\eta=1.0$ for fasthetsklasser < B50

Fasthetsklasser > B50 benyttes:

$$\lambda := 0.8 - \frac{\left(\frac{f_{\text{ck}}}{\frac{N}{\text{mm}^2}} - 50 \right)}{400} = 0.763$$

$$\eta := 1.0 - \frac{\left(\frac{f_{\text{ck}}}{\frac{N}{\text{mm}^2}} - 50 \right)}{200} = 0.925$$

Bestemmelse av tøyingsforhold:

$$\alpha := 0.359$$

$$K := \lambda \cdot \eta \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot \alpha \right) \cdot \alpha = 0.219$$

Avstand fra trykkrand til senter strekksone

Behov i tverretning

$$d_y := h - c_{\text{nom}} = 420 \cdot \text{mm}$$

Armering i brubanens lengderetning (x) legges innerst over tverrarmeringen i (y) retningen.

Armeringstverrsnitt:

$$\varnothing_y := 25 \cdot \text{mm}$$

$$\varnothing_x := 20 \cdot \text{mm}$$

$$d_x := d_y - \frac{\varnothing_y}{2} - \frac{\varnothing_x}{2} = 0.397 \text{ m}$$

Indre momentarmer:

$$z_y := \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot \alpha\right) \cdot d_y = 0.363 \text{ m}$$

$$z_x := \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot \alpha\right) \cdot d_x = 0.343 \text{ m}$$

Armeringsarealer

$$A_{s,y} := \frac{M_{Ed,y}}{f_{yd} \cdot z_y} = 3.293 \times 10^3 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s,x} := \frac{M_{Ed,x}}{f_{yd} \cdot z_x} = 1.984 \times 10^3 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Antall armeringsstenger pr meter:

$$n_y := \left[\frac{A_{s,y}}{\left[\frac{\pi \cdot \left(\frac{\varnothing_y}{2}\right)^2}{\text{m}} \right]} \right] = 6.708$$

$$n_x := \left[\frac{A_{s,x}}{\left[\frac{\pi \cdot \left(\frac{\varnothing_x}{2}\right)^2}{\text{m}} \right]} \right] = 6.316$$

Beregnet avstand mellom stenger C/C

$$S_y := \frac{1000 \cdot \text{mm}}{n_y} = 149.074 \cdot \text{mm}$$

$$S_x := \frac{1000 \cdot \text{mm}}{n_x} = 158.323 \cdot \text{mm}$$

Fri avstand mellom armeringsstenger:

$$S_{yn} := S_y - 2 \cdot \frac{\varnothing_y}{2} = 124.074 \cdot \text{mm}$$

$$S_{xn} := S_x - 2 \cdot \frac{\varnothing_x}{2} = 138.323 \cdot \text{mm}$$

EC2 8.2 Minste fri avstand mellom armeringstenger

NA.8.2(2)

Faktoren for stenger i samme lag settes til

$$k_1 := 2$$

$$k_1 \cdot \varnothing_y + 2 \cdot \frac{\varnothing_y}{2} = 75 \cdot \text{mm}$$

$$k_1 \cdot \varnothing_x + 2 \cdot \frac{\varnothing_x}{2} = 60 \cdot \text{mm}$$

Dekket oppfyller kravet til S.max.slab etter EC2 NA9.3.1.1.(3)

Velger armering:

Ø25s150 i tverretningen (lokal y-akse)

Ø20s150 i lengderetningen(lokal x-akse)

13.15 Armering av kantdragere

Vedlegg er vist på neste side.

Beregning av kantdragere for bøyning i lengderetningen

Tykkelse på kantdragere

$$h := 500 \cdot \text{mm}$$

Betong

Fasthetsklasse EC2 Tabell NA.3.1.2

Lettbetong LB65

Sylinderfasthet

$$f_{ck} := 65 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$c_{\text{nom}} := 60 \cdot \text{mm}$$

Materialkoeffisient for betong EC2 Tabell NA.2.1.N

$$\gamma_c := 1.5$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 36.833 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Stål

Varmvalset stål med kammer **B500NC**

Flytegrense (karakteristisk fasthet)

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Materialkoeffisient for stål EC2 Tabell NA.2.1.N

$$\gamma_s := 1.15$$

Elastisitetsmodul for stål

$$E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende flytegrense:

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Geometri

Bjelke/platebredde

$$b := 1000 \cdot \text{mm}$$

Ren bøyning feltmoment

$$M_{\text{Ed},y} := \frac{849 \text{ kN} \cdot \text{m}}{m}$$

$$\lambda := 0.8 - \frac{\left(\frac{f_{\text{ck}}}{\text{N}} - 50 \right)}{\text{mm}^2} = 0.763$$

$$\eta := 1.0 - \frac{\left(\frac{f_{\text{ck}}}{\text{N}} - 50 \right)}{200} = 0.925$$

Bestemmelse av tøyingsforhold
(normalarmert tverrsnitt):

$$\alpha := 0.359$$

$$\underline{\underline{K}} := \lambda \cdot \eta \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot \alpha \right) \cdot \alpha = 0.219$$

Armeringstverrsnitt:

$$\emptyset_y := 32 \cdot \text{mm}$$

Lengderetningen

$$d_y := h - c_{\text{nom}} = 440 \cdot \text{mm}$$

Indre momentarmer:

$$z_y := \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot \alpha \right) \cdot d_y = 0.38 \text{ m}$$

Armeringsarealer

$$A_{s,y} := \frac{M_{\text{Ed},y}}{f_{y,d} \cdot z_y} = 5.142 \times 10^3 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Antall armeringsstenger pr meter:

$$n_y := \left[\frac{A_{s,y}}{\left[\frac{\pi \cdot \left(\frac{\emptyset_y}{2} \right)^2}{m} \right]} \right] = 6.393$$

Beregnet avstand mellom stenger C/C

$$S_y := \frac{1000 \cdot \text{mm}}{n_y} = 156.417 \cdot \text{mm}$$

Fri avstand mellom armeringsstenger:

$$S_{yn} := S_y - 2 \cdot \frac{\emptyset_y}{2} = 124.417 \cdot \text{mm}$$

Bøyning støttemoment

$$M_{Ed,ys} := 736 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Armeringstverrsnitt:

$$\emptyset_{ys} := 30 \cdot \text{mm}$$

Lengderetningen

$$d_{ys} := h - c_{\text{nom}} = 440 \cdot \text{mm}$$

Indre momentarmer:

$$z_{ys} := \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot \alpha \right) \cdot d_{ys} = 0.38 \text{ m}$$

Armeringsarealer

$$A_{s,ys} := \frac{M_{Ed,ys}}{f_{yd} \cdot z_{ys}} = 4.457 \times 10^3 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Antall armeringsstenger pr meter:

$$n_{ys} := \left[\frac{A_{s,ys}}{\left[\frac{\pi \cdot \left(\frac{\emptyset_{ys}}{2} \right)^2}{m} \right]} \right] = 6.306$$

Beregnet avstand mellom stenger C/C

$$S_{ys} := \frac{1000 \cdot \text{mm}}{n_{ys}} = 158.583 \cdot \text{mm}$$

13.16 Spennarmering

Vedlegg er vist på neste side.

Beregning av oppspenningskraft i kantdragere:

Utgangspunktet er horisontalkraft i buen ved opplegg i ULS ved mest ugunstige lasttilfelle:

$$N_{\text{bue.d}} := 2 \cdot 34296 \text{ kN}$$

Vinkelåpning ved lager (dekomponering av normalkraftkomponent):

$$\alpha := 33.4 \text{ deg}$$

Nødvendig spennkraft i hver kantdrager. Denne kraften må være i kantdrager etter lang tid.

Effekter av kryp, svinn og relaksasjon i stålet med beregnes for å finne forspenningskraft ved $t=0$.

Prøver en oppspenningskraft 10% større en kraften fra buene

$$N_{\text{inf.d}} := N_{\text{bue.d}} \cdot \cos(\alpha) \cdot 1.10 = 6.299 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

Totalsvinnstøyningen

$$\epsilon_{\text{cs}} := 0.28 \cdot 10^{-3}$$

Kryptallet er beregnet tidligere og settes til 1. Egenlaster og andre laster settes ikke på betongen før 28dager fasthet hvor forskalingen rives. Reduksjon i E modul over tid.

$$\theta := 1$$

B65 betong har E_{cm} :

$$E_{\text{cm}} := 40000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{\text{c.L}} := \frac{E_{\text{cm}}}{1 + \theta} = 2 \times 10^4 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Spennstålet elastisitetmodul:

$$E_{\text{p}} := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Spennkabler:

Strekkefasthet/strekkgrense 1 prosentilet.

$$f_{p0.1.k} := 1480 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Maksimal oppspenning:

$$0.9 \cdot f_{p0.1.k} = 1.332 \times 10^3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Antar at oppspenningen skjer fra en side av konstruksjonen , ved hver buefot:

Spenning i spennstålet etter oppspenning:

$$\sigma_{p0} := 0.9 \cdot f_{p0.1.k} = 1.332 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$$

Brulengde

$$L := 300 \cdot \text{m}$$

Oppspenning ved 28 dager gir en forlengelse av stålet/tøyning av stålet på:

$$\Delta_{l.p0} := \frac{\sigma_{p0}}{E_p} \cdot L = 1.998 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

Nødvendig areal spennkabler grunnet kraft fra bue i lager:

$$A_p := \frac{N_{\text{inf.d}}}{\sigma_{p0}} = 4.729 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Samlet spennkraft i alle kabler:

$$P_0 := A_p \cdot \sigma_{p0} = 6.299 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

Kontrollere betongen slik at denne ikke knuses. Beregner et nødvendig trykkareal fra den dimensjonerende materialfastheten til betongen

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{65 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1.5} = 36.833 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Minste plateareal ved innfestning bue/kantdrager:

$$A_{p,plate} := \frac{P_0}{f_{cd}} = 0.855 \text{ m}^2$$

Spennkraften sprer seg ut til betongtverrsnittet.

$$A_c := 7358521 \text{ mm}^2$$

Dette gir en sammentrykning (momentanstukning) i betongen ved t=28 og tilsvarende forkortning av ståltøyning:

$$\Delta l_{c,0} := \left(\frac{\frac{P_0}{A_c}}{E_{cm}} L \right) = 64.201 \cdot \text{mm}$$

For å oppnå oppspenningskraft må betongforkortningen adderes til stålførlengelsen for å motvirke momentanstukning.

Oppspenning med virkning av momentanstukning av betongen:

$$\Delta l_{p,0} + \Delta l_{c,0} = 2.062 \text{ m}$$

Etter lang tid vil en i tillegg få tap av spennkraft:

1: Svinn gir en forkortelse Δl_{cs} :

$$\Delta l_{cs} := \epsilon_{cs} \cdot L = 84 \cdot \text{mm}$$

Dette gir en reduksjon i stålspenningen.
Ny spenning vil være

$$\sigma_{ps} := \sigma_{p,0} - \epsilon_{cs} \cdot E_p = 1.276 \times 10^3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

2: Kryp gir redusert E-modul. Den opprinnelige forkortelsen på $\Delta l_{c,0}$ vil gradvis øke på grunn av kryptet i lang tid. I en slutttilstand vil forkortelsen være:

$$\Delta l_c := \frac{\sigma_{ps} \cdot A_p}{A_c \cdot E_{c,L}} \cdot L = 123.004 \cdot \text{mm}$$

Kryptøyningen:

$$\epsilon_{cL} := \frac{\Delta l_c}{L} = 0.41 \cdot 10^{-3}$$

Lengdeendring på grunn av kryp i langtid vil da alene være:

$$\Delta l_{cc} := \Delta l_c - \Delta l_{c,0} = 58.803 \cdot \text{mm}$$

Dette vil føre til ytterligere reduksjon i stålspenningen:

Ny spenning vil være

$$\sigma_{pc} := \sigma_{ps} - \frac{\Delta l_{cc} \cdot E_p}{L} = 1.237 \times 10^3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

3 Relaksasjon i stålet

Relaksasjon i stålet regnes med 3% tap og fører til tap av spennkraft.

$$\Delta \sigma_{pr} := \sigma_{pc} \cdot 0.03 = 37.104 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta P_r := \Delta \sigma_{pr} \cdot A_p = 1.755 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Dette gir betongen forlengelse (mindre forkortning)

$$\Delta l_{cr} := \frac{\Delta P_r}{A_c \cdot E_{c,L}} \cdot L = 3.577 \cdot \text{mm}$$

Kontroll

Deformasjon i betongen:

Momentan sammenstukning

$$\Delta l_{c,0} = 64.201 \cdot \text{mm}$$

Svinn:

$$\Delta l_{cs} = 84 \cdot \text{mm}$$

Kryp:

$$\Delta l_{cc} = 58.803 \cdot \text{mm}$$

Relaksasjon:

$$\Delta l_{cr} = 3.577 \cdot \text{mm}$$

Deformasjoner etter lang tid:

$$\Delta l_{c,0} + \Delta l_{cs} + \Delta l_{cc} - \Delta l_{cr} = 203.428 \cdot \text{mm}$$

Forkortelsen på grunn av svinn er ikke spenningsavhengig, denne utelukkes i beregning av totaltrykk i betongen. Forkortelsen som gir spenningsendringer blir da:

$$\Delta l_{c,0} + \Delta l_{cc} - \Delta l_{cr} = 119.428 \cdot \text{mm}$$

Spenninger i betongen (trykkspenning) som følge av oppspenning (momentan sammenstukning),kryp og relaksasjon

$$\sigma_{oc.L} := \frac{\Delta l_{c.0} + \Delta l_{cc} - \Delta l_{cr}}{L} \cdot E_{c.L} = 7.962 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Ytre kraft fra buene virker nå på hele det samlede tversnittet:
Må beregne et ekvivalent betongtversnitt:

$$\eta_L := \frac{E_p}{E_{c.L}} = 10$$

$$A_{ekv} := A_c + (\eta_L - 1) \cdot A_p = 7.784 \text{ m}^2$$

Yttre lastvirkninger fra buene prøver å strekke betongen i ULS

$$\sigma_{bue} := \frac{N_{bue.d} \cdot \cos(\alpha)}{A_{ekv}} = 7.356 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Betongen vil ikke komme i strekk ettersom spenningene på betongen fra forspenningskraften er større en spenningene fra buelagrene i ULS. Differansen mellom spenninger fra yttre belastninger og spennkablene gir:

Betongen er fortsatt i trykk.

$$\Delta \sigma_c := \sigma_{bue} - \sigma_{oc.L} = -0.605 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Tilleggspenning i kablene på grunn av ytre lastvirkninger

$$\sigma_{ph} := \frac{E_p}{E_{c.L}} \cdot \sigma_{bue} = 73.565 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Langtidsspenningen i spennstålet grunnet permanente virkninger:

$$\sigma_{P.L} := \sigma_{p0} + \sigma_{ph} = 1.406 \times 10^3 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Med utgangspunkt i nødvendig tverrsnittsareal av spennkablene kan antall kabler bestemmes

$$\frac{A_p}{150 \cdot mm^2 \cdot 42} = 7.506$$

Behov for 8 kabler, med fire kabler i hver kabelgruppe

Hver kabelgruppe trekkes opp med samlet kraft på

$$\frac{N_{\text{inf.d}}}{2} = 3.15 \times 10^4 \text{ kN}$$

Referanser

- Brunn, B. & Schanack, F. (2003). Calculation of a double track railway network arch bridge applying the european standards.
- Håndbok017. (2013). Veg- og gateutforming. *Statens Vegvesen*.
- Håndbok185. (2011). Bruprosjektering. *Statens Vegvesen*.
- NS-EN1990. (2008). Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. *Norsk Standard*.
- NS-EN1991-1-4. (2005). Laster på konstruksjoner - vindlaster. *Norsk Standard*.
- NS-EN1991-1-5. (2008). Laster på konstruksjoner - termiske påvirkninger. *Norsk Standard*.
- NS-EN1991-2. (2003). Laster på konstruksjoner - del 2: Trafikklast på bruer. *Norsk Standard*.
- NS-EN1993-1-1. (2005). Prosjektering av stålkonstruksjoner - allmenne regler og regler for bygninger. *Norsk Standard*.
- NS-EN1993-1-8. (2005). Prosjektering av stålkonstruksjoner - knutepunkter og forbindelser. *Norsk Standard*.
- Python. (2014). Python 2.7. <https://www.python.org/>.
- Ross, S. (2009). Probability and statistics for engineers and scientists. *University of California, Berkley*.
- Schanack, F. (2008). Network arch bridges. *Department of Structural Engineering and Mechanics, University of Cantabria*.
- Software, F. (2014). Fokus konstruksjon. <http://www.focus.no/nyheter.aspx>.
- Tveit, P. (1966). Design of network arches. *Struct. Eng.*, 44(7).
- Tveit, P. (1973). Network arches for railway bridges.
- Tveit, P. (2012). The network arch - bits of manuscript in june 2012 after lectures in 50+ countries.
- Tveit, P. (2013). Systematic thesis on network arches.



Norges miljø- og
biovitenskapelige
universitet

Postboks 5003
NO-1432 Ås
67 23 00 00
www.nmbu.no