



Høgskulen
på Vestlandet

BACHELOROPPGAVE

Dimensjonering av en gangbru i betong

Design of a concrete pedestrian bridge

Joachim Mathiesen Eide

Brage Osland Kjærgård

Bachelor, Byggingeniør

Fakultet for ingeniør- og naturvitenskap (FIN)

Institutt for byggfag/Byggingeniør Bergen

Veileder: Jan B. Husebø

Eksternveileder: Bernardo Morais Da Costa

Innleveringsdato: 22.mai 2023

Jeg bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 12-1.

Forord

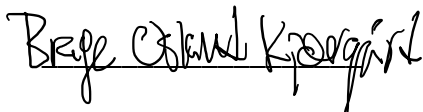
Dette er avsluttende oppgave ved Høyskolen på Vestlandet sitt bachelorprogram i ingeniørfag, bygg, studieretning konstruksjonsteknikk, og er skrevet i samarbeid med Statens vegvesen sin bruseksjon. Det har vært en spennende og lærerik vår. Bruer var nytt for oss begge når det ikke inngår i pensum undervist ved høyskolen.

Oppgaven er gitt av eksternveileder Bernardo Morais da Costa fra vegvesenet. En stor takk til ham som laget oppgaven til tross for sin kostbare tid i en periode under doktorgradsavhandlingen sin.

Internveileder ved Høyskolen på Vestlandet er Jan Bernt Husebø. Vi ønsker å takke ham for massiv støtte og hjelpsomhet utover det vi hadde krav på. I tillegg vil vi gi en takk til andre hjelpsomme veiledere ved instituttet; Svein Rune Kleppe og Trond Einar Martinsen.

Høyskolen på Vestlandet

Bergen, 22. Mai 2023



Brage Osland Kjærgård



Joachim Mathiesen Eide

Sammendrag

Bacheloroppgaven omhandler dimensjonering av en slakkarmet gangbru i betong. I oppgavebeskrivelsen er det gitt muligheter for valget mellom en bue- eller bjelkeplatebru. Bjelkeplatebru velges med tilhørende 2 pilarer, dermed 3 spenn. Hvor endespenn blir på 13,65 m og midtre spenn lik 16,7 m. Terrenget avgjør at bruene skal være 44 m, basert på terrengprofiler gitt av Vegvesenet. Videre skal den være totalt 4,4 m bred. Ved plassering av pilarer er det tatt hensyn til undergående trafikk med et krav på 15 meters bredde.

Gangbruene dimensjoneres etter Norsk standard og Vegvesenets håndbøker, med hovedfokus på bruddgrensetilstand. Det benyttes flere beregningsprogram og håndberegninger for å dokumentere og bekrefte at resultatene er korrekt.

For å finne tverrsnittshøyden ble det brukt grafisk fremstilling, hvor høyden og armeringsmengden i tverrsnittet ble vurdert mot hverandre. Resultatene viste et ideelt område hvor det å øke tverrsnittet ikke lønnet seg mot reduksjon av armering. Tverrsnittshøyden ble bestemt lik 650 mm. Beregninger viste at rissvidder ble dimensjonerende. Løsningen ble å bunte lende-armeringen med 2 stk. jern. På den måten holder senteravstanden seg tilnærmet lik ved avtrapping over støtte og felt. Kravet mot ikke forskalte flater, altså over støtte, er lavest lik 200 mm.

Beregningsprogram som ble benyttet er ISY-design, OS-prog, Robot structural analysis og STRIAN. MathCAD og AutoCAD ble brukt for å henholdsvis presentere og tegne resultater.

Abstract

The bachelor's thesis concerns the design of a reinforced concrete pedestrian bridge. In the task description, options are given the choice between an arch or a beam-plate bridge. A beam-plate bridge is chosen with the associated 2 pillars, thus 3 giving spans. Where the end spans will be 13.65 m and the middle span equal to 16.7 m. The terrain determines that the bridge should be 44 m, based on terrain profiles provided by Vegvesenet (The Norwegian Public Roads Administration). Furthermore, the bridge shall be 4.4 m wide. When placing the pillars, considerations had to be made for the underlying traffic with the requirement of 15-meter width.

The footbridge is designed according to Standards Norway and the The Norwegian Public Roads Administration's handbooks, with the main focus being ultimate limit state (ULS). Several calculation programs and hand calculations are used to document and confirm that the results are correct.

To find the cross-section height, a graphic representation was used, where the height and amount of reinforcement were assessed against each other. The results showed an ideal area where increasing the cross section did not pay off against reducing reinforcement. The cross-section height was determined equal to 650 mm. Calculations showed that RISS widths became crucial for the design. The solution was to bundle the reinforcement with 2 steel bars. In this way, the center distance remains approximately the same when stepping off the reinforcement over support and field. The requirement for surfaces that has not had formwork, meaning above support, is set to min. 200 mm.

Calculations software used are ISY-deign, OS-prog, Robot structural analysis and STRIAN. MathCAD and AutoCAD were used to present and draw results, respectively.

Innholdsfortegnelse

Forord.....	i
Sammendrag	ii
Abstract	iii
Figurliste	vii
Tabelliste	x
1 Prosjektforutsetninger / Innledning.....	1
1.2 Standarder og håndbøker.....	1
2 Metode	3
2.1 Partialfaktormetoden	4
2.1.1 Bruddgrensetilstand.....	4
2.1.2 Bruksgrensetilstand.....	5
2.2 Kontroll og dokumentasjon av resultater.....	6
2.2.1 Dokumentasjon	6
2.3 Beregningsprogrammer	7
3 Inndata/forutsetninger.....	8
3.1 Valg av brutype.....	9
3.1.1 Begrensninger.....	9
3.1.2 Terminologi.....	9
3.1.3 Buebru.....	10

3.1.4	Bjelkeplatebru.....	10
3.2	Krav til utforming / Geometri	11
3.2.1	Krav til frihøyde.....	11
3.2.2	Utforming av brukonstruksjonen.....	11
3.2.4	Ytterligere detaljer	13
3.3	Materialer	13
3.3.1	Betong	13
3.3.2	Armering.....	15
3.4	Laster.....	16
3.4.1	Permanente påvirkninger.....	16
3.4.2	Variable påvirkninger	17
3.4.4	Ulykkes påvirkninger.....	20
4	Lastkombinasjoner	22
4.1	Bruddgrensetilstand.....	23
4.1.1	Aksialkrefter.....	25
4.1.2	Moment	25
4.1.3	Skjær	26
4.2	Bruksgrensetilstand	27
4.2.1	Deformasjoner / Nedbøyninger.....	27
4.2.2	Rissvidde	28
5	Statisk system og analyse.....	28

6 Dimensjonering / resultater	29
6.1 Overbygning.....	29
6.1.1 Dimensjoner.....	29
6.1.2 Bjelkeplate	30
6.1.3 Utkrager / vinge	32
6.1.4 Riss	33
6.1.5 Nedbøyning.....	34
6.1.6 Armering.....	34
6.2 Underbygning.....	37
6.2.1 Pilarer.....	37
6.2.2 Fundamentering	40
6.3 Diskusjon	40
8 Konklusjon	41
Referanseliste.....	43

Figurliste

Figur 1 Terrengprofil m/ landkar	1
Figur 2 Bruterminologi [2]	9
Figur 3 Forslag brupilar [2]	9
Figur 4 Puddefjordsbruen 1956/58 [26].....	10
Figur 5 Buebru typer [19]	10
Figur 6 Bjelkeplatebru [2].....	10
Figur 7 Bjelkeplatebruer [2].....	10
Figur 8 Terrengprofil m/ høyde- & lengdekrav	11
Figur 9 Krav rekkverk gs-bru [5]	12
Figur 10 Fugerom [1]	13
Figur 11 Dryppnese [1]	13
Figur 12 Retninger for vindpåvirkninger på bruer [12]	19
Figur 13 Utdrag: Oversikt berggrunns akselerasjon [16]	20
Figur 14 Eksentrisk plassert aksiallast - Privat.....	25
Figur 15 Snittkrefter 3 spenns bjelke [27]	26
Figur 16 Biaksialt moment – Privat	26
Figur 17 Eksentrisk plassert servicekjøretøy - Privat.....	27
Figur 18 Torsjon Servicekjøretøy.....	27
Figur 19 Nedbøyning [9]	27

Figur 20 Forklaring statisk system – skjermbilde STRIAN	29
Figur 21 Momentdiagram av lastkombinasjon 101 i Robot. Denne lastkombinasjonen gir størst moment over venstre søyle, med strekk i overkant – skjermbilde Robot.....	31
Figur 22 Momentdiagram av lastkombinasjon 108 i Robot. Denne lastkombinasjonen gir størst moment i midterste felt, med strekk i underkant – skjermbilde Robot.....	31
Figur 23 Materialdata - skjermbilde ISY Design	31
Figur 24 Tverrsnittgeometri - skjermbilde ISY Design.....	32
Figur 25 Utkrager krefter – skjermbilde STRIAN	33
Figur 26 Resultat av rissviddekontroll i ISY Design for maks moment over støtte, OK - skjermbilde ISY	33
Figur 27 Resultat av rissviddekontroll i ISY Design for maks moment i felt, UK - skjermbilde ISY	33
Figur 28 De merkede cellene viser hvor momentet er større enn grenseverdien for den avtrappede armeringen.....	35
Figur 29 Avtrapping av lengdearmering - AutoCAD.....	36
Figur 30 Maks Armeringsmengde OK + UK – Snitt 2 - skjermbilde ISY	36
Figur 31 Armeringsmengde Maks moment UK – Snitt 1 - skjermbilde ISY.....	36
Figur 32 Armeringsmengde Maks moment OK – Snitt 3- skjermbilde ISY.....	37
Figur 33 Største aksiallast i søyle, fra lastkombinasjon 101 - Robot.....	37
Figur 34 Tverrsnittsdata, Pilar – ISY.....	38
Figur 35 Sammendrag fra ISY Design for søyle, kollisjon om sterk akse.....	38
Figur 36 Sammendrag fra ISY Design for søyle, kollisjon om svak akse.....	39

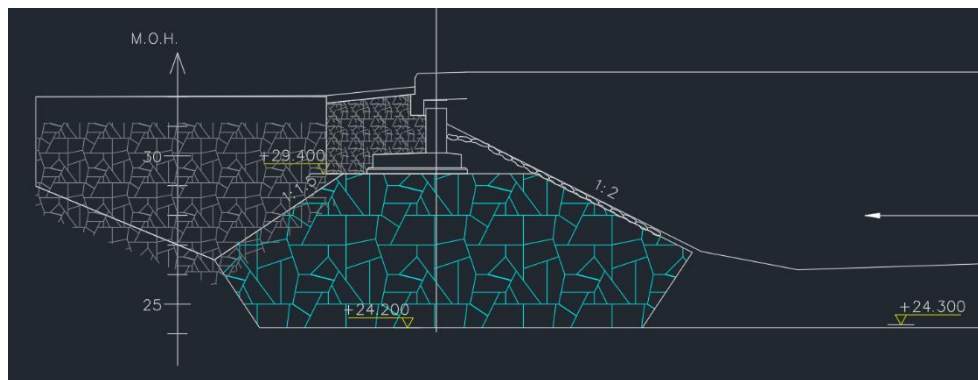
Figur 37 Armeringstegning søyle - ISY 39

Tabelliste

Tabell 1 Betongfasthet	14
Tabell 2 Betongoverdekning.....	15
Tabell 3 Flytegrenser kamstål.....	15
Tabell 4 Byggemål armering [1].....	16
Tabell 5 Vindlast	18
Tabell 6 Dimensjonerende verdier for laster – Utdrag: NA.A2.4(B) [9].....	22
Tabell 7 Lastfaktorer [9]	23
Tabell 8 Dimensjonerende Lastfaktorer, bruddgrense [9].....	24
Tabell 9 Dimensjonerende lastkombinasjoner – skjermbilde Excel.....	31
Tabell 11 Armering Fundament.....	40

1 Prosjektforutsetninger / Innledning

Oppgaven tar utgangspunkt i gitte terrengprofiler. Terrengprofilene er fra ett tidligere prosjekt gjennomført av vegvesenet. Ettersom vi ikke har fått nøyaktig lokasjon fra vegvesenet om hvor bruene ligger, gjør vi en antagelse på at dens lokasjon er Bergen kommune. Dette kan være relevant i enkelte tilfeller, når for eksempel snølasten kan variere betraktelig ut ifra dens lokasjon.



Figur 1 Terrengprofil m/ landkar

Terrenget avgjør at bruene skal være 44 m lang. Andre krav som 4,4 m brubredde, pluss en tilleggsbredde for kantdrager, og plass til undergående trafikk på 15 m er satt.

1.1 Problemstilling

Problemstilling:

Dimensjonere en gangbru i slakkarmert betong slik at prosjektforutsetninger og regelverk fra Vegvesenets håndbøker og Norsk Standard blir ivaretatt.

For enkelthetskyld antas brudekket å spenne horisontalt (snorrett) og landkarene å være lik høyde over havet. I tillegg til dekket, skal pilarene og fundament dimensjoneres. Nedbøyning og riss kontrolleres i bruksgrense. Ytterligere forenklinger kommenteres underveis.

1.2 Standarder og håndbøker

Prosjekteringsgrunnlaget er basert på standarder og håndbøker utgitt av henholdsvis Norsk Standard (NS) og Statens vegvesen (SVV). Ved å følge NS og dens nasjonale tillegg, oppfyller man norske krav til konstruksjoner. Håndbøkene kan gi tilleggskrav til NS. Håndbøkene omhandler regelverk for dimensjonering, drift og vedlikehold for vegger, bruer, tunneller, m.m. [1]

Oversikt over standarder og håndbøker i dette prosjektet:

SVV håndbøker:	Forkortelse:
N400 Bruprosjektering [1]	N400
V440 Bruregistrering [2]	V440
R762 Standard beskrivelse for bruer og kaier [3]	R762
N100 Veg- og gateutforming [4]	N100
V161 Brurekkverk [5]	V161
SVV Bruskjelvdesign [6]	Nr. 604

I tillegg er læreboken *Betongkonstruksjoner – Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2* av Stein Ivar Sørensen [7] benyttet. Samt kursmaterieell fra *BYG106 Betongkonstruksjoner* ved Høyskolen på Vestlandet, herunder forelesninger og kompendium. [8]

Vi vil for av praktiske årsaker bruke benevninger for Eurokoder som følger:

NS Standard:	Forkortelse:
NS-EN 1990:2002+A1+AC+NA Eurokode: <i>Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner</i> [9]	NS 1990
NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger [10]	NS 1991-1-1

NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner; Del 1-3: Allmenne laster; <i>Snølaster</i> [11]	NS 1991-1-3
NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner; Del 1-4: Allmenne laster; <i>Vindlaster</i> [12]	NS 1991-1-4
NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner; Del 1-5: Allmenne laster <i>Termiske påvirkninger</i> [13]	NS 1991-1-5
NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner; Del 2: <i>Trafikklast på bruer</i> [14]	NS 1991-2
NS-EN 1992-1-1:2004+A1+NA Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner; Del 1-1: <i>Allmenne regler og regler for bygninger</i> [15]	NS 1992-1-1
NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger [16]	NS 1998-1
NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011/NA:2014 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 2: Bruer [17]	NS 1998-2
NS 3576-3:2012 Armeringsstål Mål og egenskaper — Del 3: Kamstål B500NC [18]	NS 3576

2 Metode

For brukonstruksjonen gjennomføres det en analyse for å definere moment, skjær, normalkraft og torsjon. Videre en enkel langsgående og tverrgående analyse.

Temperaturendringer, kryp og svinn av betong, nedbøying og riss vurderes. Til slutt skal brudimensjonene etableres, herunder detaljtegninger av konstruksjonen. Hovedfokuset er

altså å dimensjonere bruen i bruddgrensetilstand etter krav fra håndbøker og standarder.

I tillegg til egenlaster fra betongen, skal andre egenlaster samt nyttelaster vurderes i henhold til relevante standarder og vegvesenets håndbøker. Det skal etableres ugunstige lastkombinasjoner for hensyn til kritiske tilfeller. Fotgjenger- og servicebil-last (gitt i NS & håndbøker) skal inkluderes. Laster plasseres eksentrisk for torsjon og moment i pilarer i begge plan (x,y).

2.1 Partialfaktormetoden

Etter punkt 6.1 i N400, skal *partialfaktormetoden* benyttes for dimensjonering av brukonstruksjoner. [1] Partialfaktormetoden er beskrevet i NS 1990 - *Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, som er grunnlaget for standardene som blant annet dimensjonering stål-, betong- og trekonstruksjoner. [9]

I partialfaktormetoden kontrolleres konstruksjonens kapasitet i ulike grensetilstander. Grensetilstandene definerer en grense for konstruksjonens funksjonsdyktighet for ulike lastsituasjoner. Ved kontroll av de ulike grensetilstandene, kombineres laster og materialegenskaper med ulike last- og materialfaktorer som kalles partialfaktorer, derav navnet partialfaktormetoden.

Det er fire ulike grensetilstander: *bruddgrensetilstand*, *bruksgrensetilstand*, *ulykkestilstand* og *utmattelsestilstand* [7]. Eurokoden tar hovedsakelig for seg *brudd-* og *bruksgrensetilstand*, og setter de to resterende som underkategorier av disse.

2.1.1 Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstanden definerer en grense for hvor stor belastning konstruksjonen eller konstruksjonsdelen kan tåle før det oppstår fare for menneskers eller konstruksjonens sikkerhet, NS 1990 3.3 (1)P [9]. I NS 1990 skal følgende bruddgrensetilstander påvises:

- EQU – Tap av statisk likevekt, der byggematerialenes eller grunnens fasthet ikke er av vesentlig betydning.

- STR – Brudd eller for store deformasjoner, der byggematerialenes fasthet er av betydning, som fundament.
- GEO – Brudd eller for store deformasjoner, der grunnens fasthet er av betydning.
- FAT – Utmattelsesbrudd
- UPL – Tap av likevekt i konstruksjonen eller grunnen som følge av oppløft fra vanntrykk eller andre vertikale laster
- HYD – Hydraulisk grunnbrudd.

Videre velges det å hovedsakelig fokusere på EQU, tap av statisk likevekt, og STR, brudd der byggematerialenes fasthet er av betydning. Vi ser bort ifra GEO, UPL og HYD, ettersom dette er brudd eller deformasjoner som oppstår i grunnen, og vi ønsker å hovedsakelig betrakte selve betongkonstruksjonen.

Pkt. 6.8.1, NS 1992-1-1 beskriver «påvisning av utmattelse bør foretas for konstruksjoner og konstruksjonsdeler som utsettes for regelmessige lastsykler (f.eks. kranskiner og bruer med store trafikklaste)». Vi velger med bakgrunn i dette punktet å ikke se nærmere på utmattelse (FAT) i denne oppgaven, ettersom gangbruer ikke vanligvis blir utsatt for regelmessige sykluser med stor trafikklast. [15]

2.1.2 Bruksgrensetilstand

Etter NS 1990, pkt. 3.4, defineres bruksgrensetilstanden som en grense for hvor stor belastning en konstruksjon eller en konstruksjonsdel kan tåle før det går ut over konstruksjonens funksjonsdyktighet ved normal bruk, konstruksjonens utseende og menneskers komfort. Dette inkluderer deformasjoner, vibrasjoner og eventuelt andre skader. I begrepet «konstruksjonens funksjonsdyktighet» inkluderes og funksjonsdyktigheten til maskiner og installasjoner, ettersom dette inngår i konstruksjonens bruksområde. Det kan for eksempel være sensitivt labutstyr, som vil være følsomt for vibrasjoner og deformasjoner. Bruksgrensekriteriene er derfor individuelle. [9]

Det vil i denne oppgaven kontrolleres for deformasjoner (nedbøying), riss og spenningsbegrensning.

2.2 Kontroll og dokumentasjon av resultater

I N400, krav 1.3.4-5 står det at resultatene fra beregningene må kontrolleres med håndberegninger eller et annet beregningsprogram. I veiledningen til punktet står det at «Verifikasjonen av forhold knyttet til konstruksjonssikkerhet er hovedtemaet, det vil si kapasitet og stabilitet i bruddgrensetilstanden. Verifikasjon av bruksgrensetilstanden kan vies mindre oppmerksomhet.»

Det vil derfor bli brukt mer tid på bruddgrensetilstandene og kontrolleringen av disse, enn bruksgrensetilstandene. Videre vil alle beregninger bli dobbeltsjekket. Enten ved bruk av to separate beregningsprogrammer eller håndberegninger (overslagsberegning).

2.2.1 Dokumentasjon

N400, krav 1.3.4-6 [1], sier at viktige trinn i konstruksjonsanalysen og dimensjoneringen skal dokumenteres, slik at resultatene er etterprøvbare. I veiledningen til kravet, deles konstruksjonsanalysen og dimensjoneringen inn i tre trinn:

1) Inngangsdata/forutsetninger

- Trinn 1 innebærer å bestemme inndata og forutsetninger for dimensjoneringen. Dette består av å bestemme de karakteristiske lastene, definere det statiske systemet og beregningsmetoden, og finne partialfaktorene (ψ (psi)-faktor) for de ulike grensetilstandene.

2) Konstruksjonsanalyser (bestemme lastresultanter)

- I trinn 2 påføres lastene (inkl. lastfaktorer) konstruksjonen, med det statiske systemet bestemt i trinn 1. Ut fra dette, beregnes lastresultantene på konstruksjonen, dvs. dimensjonerende moment, skjærkrefter, aksialkrefter,

osv., på de ulike konstruksjonsdelene.

3) Dimensjonskontroller/kapasitetskontroller (tverrsnittskontroller)

- I trinn 3 brukes lastresultantene til å dimensjonere de ulike konstruksjonsdelene. Da velges et tverrsnitt som kontrolleres for de lastresultantene funnet i trinn 2.

Denne inndelingen følges for dimensjoneringen i dette prosjektet, slik at konstruksjonsanalysen og dimensjoneringen lett og oversiktlig kan etterprøves.

2.3 Beregningsprogrammer

Mange beregninger ble gjort og flere beregningsprogrammer er tatt i bruk for å dimensjonere de ulike konstruksjonsdelene. Disse er:

- **K-Bjelke:** K-Bjelke er en del av Ove Sletten-programmene (OS-prog), og brukes til statikkberegninger og tverrsnittdimensjonering ut ifra et gitt lastbilde og bjelkeprofil. Fordelen med K-Bjelke er at det raskt kan gjøres endringer i beregningene, ettersom både statikkberegningene og dimensjoneringen gjøres i samme program. Programmet dimensjonerer konstruksjonen etter krav fra NS eller egendefinerte krav. K-Bjelke har ikke muligheten til å legge inn for eksempel temperaturlaster, så dimensjoneringen blir litt begrenset, men programmet fungerer fortsatt godt som kontroll av resultater.
- **ISY Design:** ISY Design brukes til å dimensjonere et tverrsnitt ut ifra lastvirkninger, og kan både kontrollere gitt tverrsnitt og armeringsmengde, samt danne armering til et gitt tverrsnitt. Krav fra NS/ønske blir også vurdert her.
- **Autodesk Robot:** Robot gjør statikkberegninger, og har mange muligheter for å definere ulike laster og lastkombinasjoner. Programmet har innebygd lastfaktorer og grensetilstander for dimensjonering etter NS-EN, og det er også mulig å legge inn egne verdier for disse, som verdiene for gangbruer. Ved å beregne lastvirkningene i Robot, kan de dimensjonerende tverrsnittkreftene settes inn i ISY Design, slik at

kapasiteten kan kontrolleres.

- **Mathcad:** Mathcad er et alternativt regnearkprogram, utformet som en side i en skrivebok. I Mathcad kan formler og variabler defineres, og raskt regnes ut. Programmet støtter og enheter, og disse automatisk ut ifra formlene og variablene. Siden programmet fungerer som en skrivebok, er det relativt enkelt å legge inn likninger fra for eksempel Norsk Standard, og regne ut disse. Programmet fungerer derfor som en måte å føre inn håndberegninger, der en raskt kan gjøre endringer i verdiene og gjøre nye beregninger.
- **AutoCAD:** AutoCAD er et CAD-program (Computer Aided Design), eller norsk DAK (dataassistert konstruksjon). Dette benyttes til å lage tegninger, i 2D eller 3D, som detaljer, planløsninger, forbindelser m.m. I denne oppgaven brukt som 2D-verktøy til armerings detaljer.
- **STRIAN:** Structural analyser er en programvare tiltenkt studenter og undervisere. Ved bruk av stivhetsmetoden, løser programmet statiske beregninger. Det er brukt som illustrasjoner i oppgaven.

Ved å bruke flere ulike beregningsprogrammer, i tillegg til håndberegninger, kan resultatene kontrolleres mot hverandre.

3 Inndata/forutsetninger

I dette kapitlet defineres forutsetningene for beregningene på konstruksjonen. Det inkluderer valg av brutype, krav til utforming definert i SVV sine håndbøker og i norsk standard, materialegenskaper, verdier av karakteristiske laster, de ulike grensetilstandene samt konstruksjonens statiske system.

Bæreevnen til grunnen er gitt lik 5 MPa . Dette er svært høyt basert på tabeller om grunnforhold. Fundamentet dimensjoneres derfor etter grunnforhold for sprengstein som tilsvarer 400 kN/m^2 . [7] Setninger vurderes ikke på bakgrunn av bæreevnen.

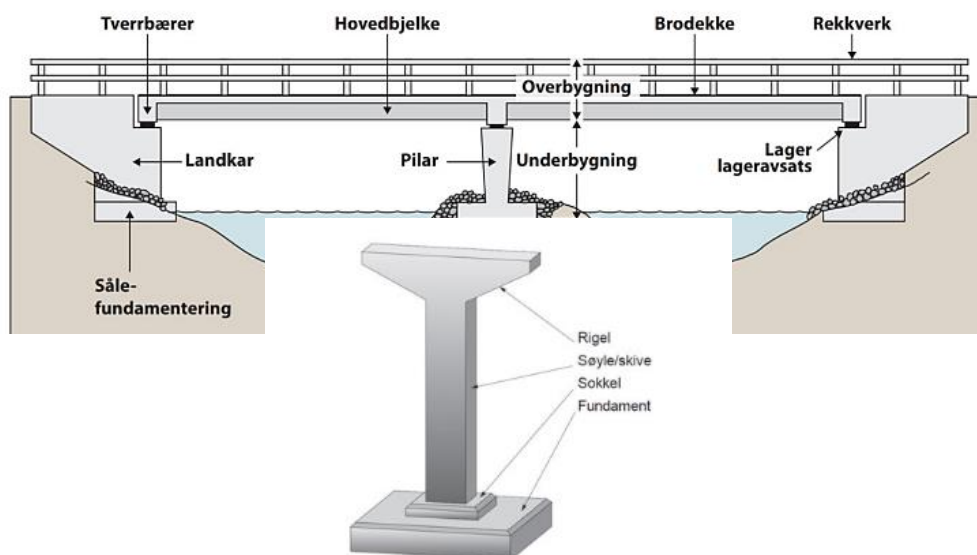
3.1 Valg av brutype

3.1.1 Begrensninger

Bruer har flere design og bruksområder. Det som ofte avgjør brutype, er spennlengde og belastning på den. Denne prosjektoppgaven har gitt begrensninger på to brutyper: bue- eller bjelke-/platebru. Dermed vil ikke andre bruer blir vurdert.

3.1.2 Terminologi

Som nevnt i prosjektbeskrivelsen skal det ikke vurderes grunnforhold, landkar eller fugeovergangene mellom veg og bru. Dette er stadig viktige vurderinger i reelle prosjekt, da bruer gir krefter mot grunnen og beveger seg i forhold til temperatur- og lastendringer. [19]



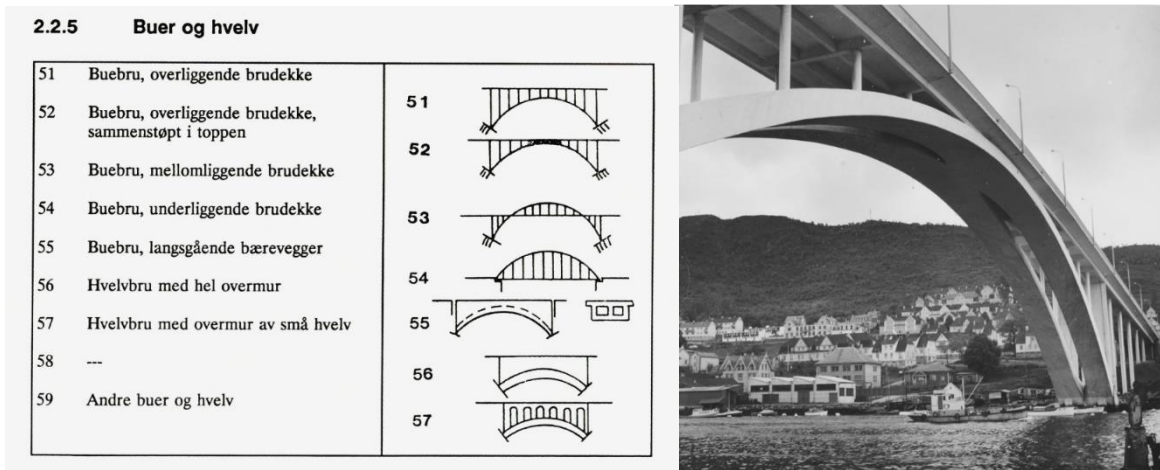
Figur 4.3.2—1 — Element C2 Pilar med komponenter

Figur 3 Forslag brupilar [2]

Dette avsnittet skal vurdere pilaren for dette prosjektet. Rigelen vil være en del av bjelkeplaten, og være støpt monolittisk til pilaren. Altså en tilnærmet momentstiv forbindelse. Sirkulære søyler antas å være gunstigst med tanke på vindlaster, men rektangulære pilarer anvendes. Sokkel vurderes ikke. Når fundamentet gir en kraft mot grunnen, vil det være gunstig med et stort såleareal, ettersom: $\text{spenning} = \text{kraft} / \text{areal}$. [7]

3.1.3 Buebru

Buebruen har en fordel over andre bruer: den utnytter trykk fra egenvekten til å holde seg oppe, i motsetning til andre som får moment ved spenn. Buen fører trykkreftene både vertikalt og horisontalt til grunnen. Materialene i bruen får en høy utnyttelsesgrad og stivhet. De blir derfor robuste, solide konstruksjoner. [20]



Figur 5 Buebru typer [19]

Figur 4 Puddefjordsbruen 1956/58 [26]

Prinsippene blir også anvendt i andre konstruksjoner, som tunneller. Samtidig som egenvekten er dens styrke, er det også dens ulempe. Egenvekten gir store krefter i landkarene på siden. Dermed kreves det gode, stabile grunnforhold. [21]

3.1.4 Bjelkeplatebru

Bjelkebruer er den eldste typen for gangbruer. Fordelene med en bjelkebru er at den er relativt enkel, i forhold til andre brutyper. Den består av en eller flere bjelker som holder brudekket oppe. [22]

23 Bjelke-platebru, massiv
($1 < B/H \leq 5$)

231 Bjelke-platebru, massiv, rektangulært tverrsnitt

232 Bjelke-platebru, massiv, skrå platekanter

233 Bjelke-platebru, massiv, med vinger

239 Bjelke-platebru, massiv, andre

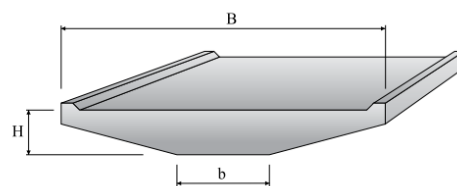
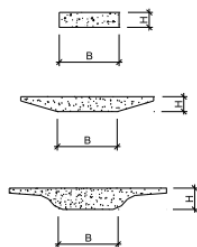


Fig. 4.3.2-3: Bjelkeplatebru

Figur 7 Bjelkeplatebruer [2]

Figur 6 Bjelkeplatebru [2]

I platebruer fungerer brudekket som en plate som holder seg selv oppe, uten underliggende bjelker. Plater fører i motsetning til bjelker laster i alle retninger, noe som kan være komplisert å beregne. Dette gjøres som oftest i dataprogrammer, som beregner lastføringen i tre dimensjoner. Bjelkeplatebruer er platebruer hvor deler av tverrnittet har smalere bredde, noe som gjør at det fungerer mer som en bjelke. I V440, pkt. 4.3.2 regnes brua som platebru dersom den største bredden på tverrsnittet er større enn 5 ganger høyden, og som bjelkeplatebro dersom den minste bredden i underkant av platen er mindre enn eller lik 5 ganger høyden. [2]

3.2 Krav til utforming / Geometri

3.2.1 Krav til frihøyde

I håndbok N100 Veg- og gateutforming settes krav til minste frihøyde lik 4,90 m. Frihøyde måles normalt fra vegbanen opp i nederste brumodul. Videre settes påkjøringslasten til null ved 6,0 m frihøyde, samt er toleranse på 0,2 m. Altså, man trenger ikke å bergene påkjøringslaster på overbygningen dersom frihøyden er lik 6,20 m. [4] Frihøyde 6,20 m velges for dette prosjektet.



Figur 8 Terrengprofil m/ høyde- & lengdekrav

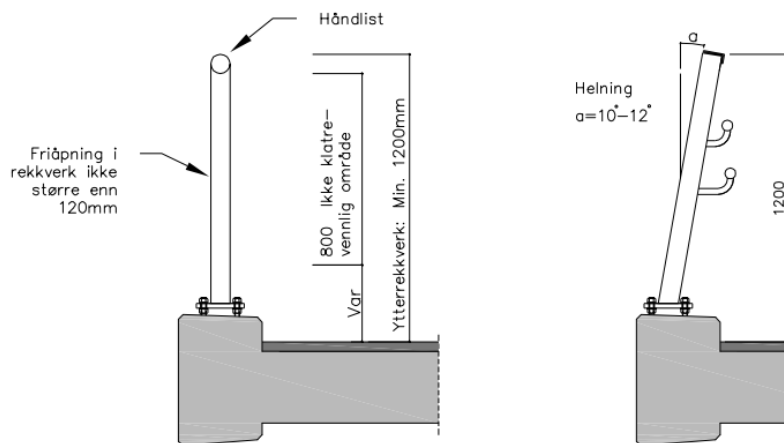
3.2.2 Utforming av brukonstruksjonen

Gitt kravene for 15 meters fri bredde under bruen, er en intuitiv løsning å sette brupilarene til side +15 m fra hverandre, da inkludert bredde for sikker avstand for rekkverk og brupilarene. Altså to pilarer, en bru med 3 spenn. Det kunne også vært løst ved å sette én pilar midt under brudekket, med tversgående trafikk på hver sin side av brupilaren. For å

ikke måtte vurdere løsninger opp mot hverandre, velges det i dette prosjektet 2 pilarer med tilhørende 3 spennsbru.

3.2.3 Rekkverk og kantdrager

Rekkverk skiller seg ut ifra hvilken konstruksjon det dreier seg om. I dette prosjektet ser vi kun på rekkverket på bruene for gang- og sykkelbru. Rekkverk for undergående trafikk vurderes ikke, men tas hensyn til for dimensjoneringen av søylene. Håndbok N101 og V161 understreker: Min. høyde lik 1,2 m; friåpning < 0,12 m; 800 mm ikke klatrevennlig område eller en helning på 10-12 grader [5], se figur under. Vi vil ikke gå dypere i krav til rekkverk, verken oppå eller under bruene. Egenvekten til rekkverket settes lik: 0,5 kN/m.



Figur 9 Krav rekkverk gs-bru [5]

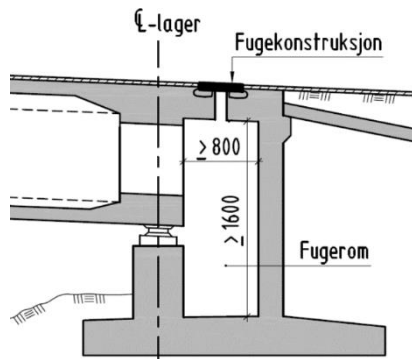
Kantdragernes dimensjoner avhenger av valgt rekkverksløsning. Krav 3.8.1—1, N400 angir høydekrav i forhold til belegning og fall på toppen, men sier kun at bredden skal tilpasses valgt rekkverk. Armeringen dimensjoneres alltid av den prosjekterende, ettersom den skal tilpasses bolter for rekkverk. Den skal dimensjoneres for en horisontal påkjøringslast på 100 kN [5]. Egenvekten for kantdrager blir delvis inkludert i egenvekten til brudekke, delvis fordi nøyaktige mål ikke vurderes. Kantdragere er dermed en langsgående kant hvor rekkverket plasseres oppå. Hvor bredden og høyden er 200 mm, altså blir totalbredde av bruene lik 4400 mm.

I praksis ville ikke bruene sikret god og hensiktsmessig vannhåndtering etter krav 3.1-1, ettersom dette prosjektet gjør en forenkling på at bruene er horisontale. Dette vurderes ikke i dette prosjektet. [1]

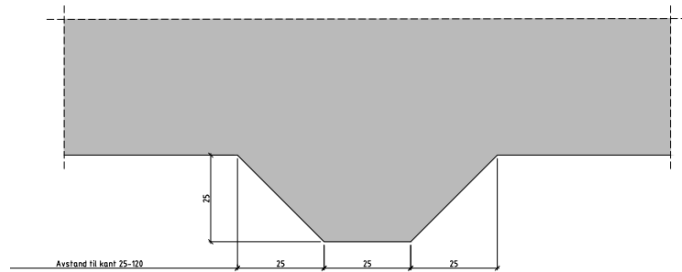
3.2.4 Ytterligere detaljer

3.2.3.1 Fuger og lager

Etter 3.4 N400 anbefales det at bruene er fast holdt i ene og fuge i andre enden. [1] Dette vil ikke vurderes ytterligere.



Figur 10 Fugerom [1]



Figur 11 Dryppnese [1]

3.2.3.2 Dryppnese

Figur 11 over viser til forslag for dryppnese på underkant av brukonstruksjonen, nærmere bestemt parallelt på rigelen, altså med motfall. [1] Dryppnesen vil verken medregnes i egenvekt eller diskuteres ytterligere.

3.2.3.3 Fuktisolering / membraner

Vurderes ikke.

3.3 Materialer

3.3.1 Betong

I henhold til NS 1992-1-1 Tabell NA.4.1 (902) antas denne gangbruene under Klassebetegnelse XD3. Grunnlag: *Beskrivelse av miljøet: Vekselvis vått og tørt*, samt gir tabellen eksempler på klassebetegnelse for betongkonstruksjoner. Herunder er bru- og vegdekker. Bruen dimensjoneres for 100-års brukstid iht. 1.1.6-1 N400 [1]. Klassebetegnelse XD3 medfører

minstekrav om bestandighetsklasse M40 for 100 år. Videre gir M40 *Forventet minste (betong) fasthetsklasse B40*. [15] Ut ifra betongspesifikasjon: SV-standard og Håndbok R762 velges betongkvalitet B45. [3]

Vedlegg A.1

Betongtype	Karakteristisk	Dimensjonerende
B45	$f_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$	$f_{cd} = 25,5 \text{ N/mm}^2$

Tabell 1 Betongfasthet

3.3.3.1 Slitelag / Belegning

Iht. N400 skal slitelag summeres i tillegg til overdekning og egenvekten. Belegningsklassen bestemmes ut ifra slitasjeforhold, salting og armeringsmetode. 5.2.2-2 henviser til tabell. Det konstateres at gang- og sykkelbruer skal ha en belegningsvekt på $2,0 \text{ kN/m}^2$.

For prosjektet velges belegningsklasse: *Betongslitelag støpt monolittisk sammen med konstruksjonsbetongen*, B1. Etter krav 8.3.4-3 skal prosjekterende overdekning økes med ytterligere 30 mm . [1]

3.3.1.2 Overdekning

Krav 8.3.1-2 N400 tilsier minimum overdekning lik 60 mm for en 100-års konstruksjon. Videre setter krav 8.3.2 tillatt avvik: $\Delta C_{dev} = \pm 15 \text{ mm}$. Armeringen i brukonstruksjonen prosjekteres dermed etter nominell overdekning, samt belegning. Nominell overdekning settes lik: $C_{nom} = 75 \text{ mm}$. [1] Krav om belegning på overkant av dekke kommer i tillegg.

Videre krever N400 økt overdekning som følge av miljøpåkjenninger som blant annet glideforskaling, bruk av overforskaling uten drenerende duk, m.m., dette vurderes ikke. [1] Vi anser med det ikke forhold eller metoder som angår gjennomførende. Til slutt kan klassebetegnelse variere fra over- og underkant av bruene, dette vurderes ikke. Det legges kun til slitelag på overside, men klassebetegnelsene forblir de samme. Overdekning på toppen av brudekke settes lik 105 mm , mens på alle øvrige flater, som underside, sider av

dekke, pilarer og fundament brukes 75 mm.

Vedlegg A.3

Overdekning	<i>Minimum</i>	<i>Tillatt avvik</i>	<i>Slitelag</i>	<i>Total</i>
Overkant	60 mm	15 mm	30 mm	105 mm
Underkant / sider	60 mm	15 mm	–	75 mm
Pilar	60 mm	15 mm	–	75 mm
Fundament	60 mm	15 mm	–	75 mm

Tabell 2 Betongoverdekning

3.3.2 Armering

Armeringsstål B500NC iht. NS 3576-2 forutsettes å tilfredsstille kravene. [18]

Vedlegg A.2

Armeringsstål	Karakteristisk flytegrense	Dimensjonerende flytegrense
<i>B500NC</i>	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$	$f_{cd} = 435 \text{ N/mm}^2$

Tabell 3 Flytegrenser kamstål

Det vil kun benyttes slakkarmering. Spesial armering som t-bøyler vil ikke bli vurdert. Fra N400 er det flere krav til armering: 8.7.1-5 skal minste senteravstand mot forskalte flater $c/c \leq 250 \text{ mm}$. Mens ikke forskalte flater, altså brudekke, $c/c \leq 200 \text{ mm}$. Armeringens byggemål, altså reel diameter hentes fra krav 8.7.1-12. [1]

Stangdiameter	ø12	ø16	ø20	ø25	ø32
Byggemål	15 mm	20 mm	25 mm	30 mm	40 mm

3.4 Laster

For å bruke partialfaktormetoden som beskrevet i NS 1990 punkt 6, må karakteristiske verdier for lastene som påføres konstruksjonen bestemmes. I NS 1990 punkt 4.1.1 klassifiseres lastene etter variasjon over tid:

- **Permanente påvirkninger** – Laster som varierer lite over tid, som konstruksjonens egenvekt, faste installasjoner og veidekke.
- **Variable påvirkninger** – Laster som varierer over tid, som nyttelast, som gående og trafikklast, snø- og vindlast. De karakteristiske verdiene av nyttelasten for gangbruer er gitt i NS 1991-2, NA.5.3.2.
- **Ulykkespåvirkninger** – Laster som opptrer sjelden og med kort varighet, i forbindelse med uhell som kollisjon eller eksplosjon. Dette inkluderer støt fra kjøretøy mot bærende underbygning, NS 1991-1-7, pkt. NA.4.3.1

3.4.1 Permanente påvirkninger

N400

De permanente påvirkningene på konstruksjonen er konstruksjonens egenvekt og vekt av permanente installasjoner. De permanente installasjonene er belegningen (slitelaget) på veidekket, kantdragere langs hele broens lengde og rekkverk.

Egenvekten til den bærende konstruksjonen avhenger av det endelige betongtverrsnittet. Den blir bestemt ved å gange tverrsnittsarealet med tettheten av betongen, $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$, (25 kN/m^3). Det gir egenvekten som en jevnt fordelt last [kN/m] langs bruens lengderetning. Egenvekten blir nærmere bestemt ved valg av tverrsnitt, men et overslag kan være et rektangulært tverrsnitt med $B * H = 4400 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm}$. Det gir egenvekten $G_k = 110 \text{ kN/m}$.

Fra avsnitt 3.3.3 blir vekten av belegningen 2 kN/m^2 . Det gir en jevnt fordelt last på 8 kN/m

i bruens lengderetning. Etter krav 8.3.4—3, N400 skal betongslitelaget støpes samtidig med den bærende konstruksjonen. Dette har betydning for konstruksjonens kryptall.

Vekten av kantdrageren antas å være

Vekt av rekkverk avhenger av valgt løsning til rekkverk, som ofte bestemmes senere i prosjekteringen. Vi bruker i denne oppgaven en vekt på $0,5 \text{ kN/m}$ på hver side, som gir egenvekten lik 1 kN/m .

3.4.2 Variable påvirkninger

I NS 1991-2 – *Trafikklast på bruer* og N400, punkt 5.3 fremlegges det 3 uavhengige lastmodeller for dimensjonering av gangbruer:

- En jevnt fordel nyttelast $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$
- En punktlast, $Q_{fwk} = 10 \text{ kN}$, men denne trenger ikke regnes på i dette tilfellet, ettersom Q_{serv} er mye større, og 5.3.2.2(3)
- Last fra servicekjøretøy, Q_{serv} , bestående av to aksellaster på 80 kN og 40 kN , med akselavstand 3 m og hjulavstand på tvers av akselavstand på $1,3 \text{ m}$. Tilhørende aksiallast (horisontalt for dekke) tilsvarer 60% av aksellasten.

3.4.2.1 Snølast

NS 1991-1-3 - Snølast & N400

I henhold til N400, 5.4.2. *Snølast*, spesifiseres det at snølast *ikke* skal kombineres med trafikklast for gang-/sykkelbruer. Trafikklasten i dette tilfellet vil være et servicekjøretøy. Videre skal snølasten vurderes særskilt dersom bruene blir brukt som lagringsplass eller av andre grunner lasten blir liggende. [1] Dette blir ikke aktuelt for denne oppgaven, ettersom vi tar en antagelse på grunnlag av dens beliggenhet og tilgjengelighet, at snøen blir fjernet.

I henhold til NS 1991-1-3 vil en snølast i Bergen kommune *på mark* settes lik $s_{k,0} = 2,0 \text{ kN/m}^2$, med et tillegg på $\Delta s_k = 0,5 \text{ kN}$ over en høydegrense på

$H_g = 150 \text{ m}$. Ut ifra terrengprofiler gitt av Vegvesenet vet vi at konstruksjonens fundament plasseres under 150 høydemeter. Gitt høyden $H = 35 \text{ m}$, fra terrengprofil og tverrsnittsklipp, brukes $s_{k,0} = 2,0 \text{ kN/m}^2$ videre. [11]

3.4.2.2 Vindlast

NS 1991-1-4 - Vindlaster & N400

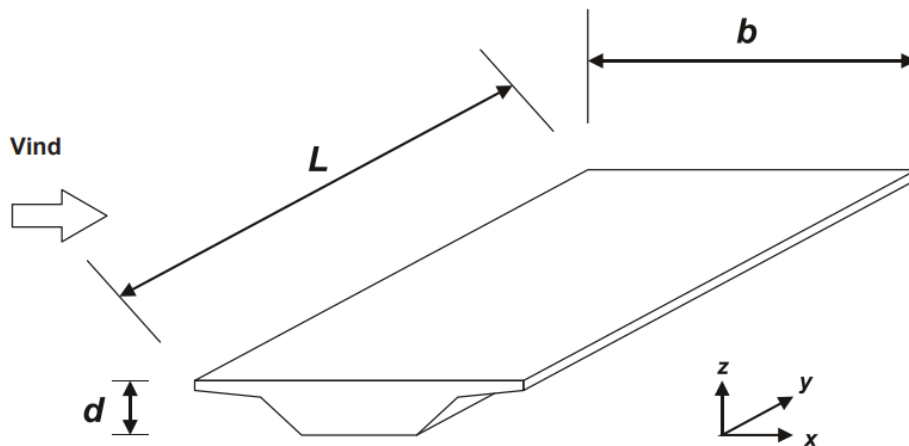
Vindlaster beregnes som en jevnt fordelt last på bruene iht. NS 1991-1-4. Beregningene baseres på en referansehastighet for Bergen kommune, terreng, årstid og turbulens, hentet fra kapittel 4 i standarden. Fra kapittelet får man et vindkasthastighetstrykk. Denne multipliseres med brudimensjonene for å finne den jevnt fordelte lasten i x-, y- og z-retning. Funn presenteres under i karakteristisk verdi. Refererer til Vedlegg B.3 - Vindlast.

Vedlegg B.3

Vindretning	x	y	z
<i>Fordelt last, DEKKE</i>	<i>0,9 kN/m</i>	<i>0,2 kN/m</i>	<i>2 kN/m</i>
<i>Fordelt last, PILAR</i>	<i>0,5 kN/m</i>	<i>0,9 kN/m</i>	<i>2 kN/m</i>

Tabell 5 Vindlast

Aksesystem for vindlaster er i henhold til figur 8.2 1991-1-4 [12]. Merk at koordinatsystemet ikke stemmer overens med valgt koordinatsystem for resten prosjektet.



Figur 12 Retninger for vindpåvirkninger på bruer [12]

3.4.2.3 Termiske påvirkninger

NS 1991-1-5 - Termiske påvirkninger & N400 kap. 5.4

Type 3: Betongbru – Bjelkeplatebru, 6.1.1. [13]

Bruen vil oppleve temperaturforskjeller, maksimum og minimum, på over- og underside. Disse temperaturene er hentet fra et norgeskart, figur NA.A1 og .A2 1991-1-5, og er basert på en 50 års returperiode. Bruen har en relativt lav høyde over havet, dermed er det ingen tillegg i temperaturforskjeller. [13]

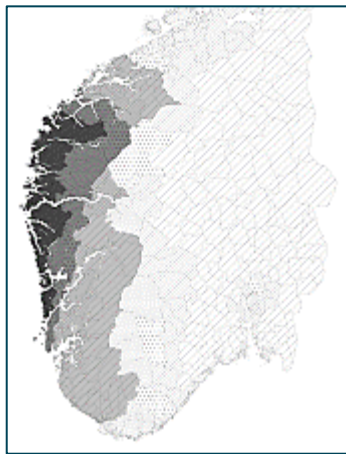
Det antas at forskyvninger i y- og z-retning er neglisjerbare. Spenninger og forskyvninger, i topp og bunn, langs spennet (x-retning) vises i tabell under. Disse er interessante, fordi man må tilpasse bruspennet etter minimum og maksimum utvidelse/lengde, men dette blir ikke vurdert i dette prosjektet.

Ved temperaturendringer vil i topp og bunn av brudekke utvide og trekke seg sammen, samtidig eller enkeltvis. Tvangsspenninger vil oppstå ettersom pilarene er støpt monolittisk til brudekke.

3.4.2.4 Seismiske påvirkninger

NS 1998 Del: 1 og 2 - *Seismisk påvirkning: Bruer & Jordskjelvdesign* i Statens vegvesen rapport Nr. 604 SVV rapport

Nr. 604 *Jordskjelvdesign* tar for seg en gjennomgang av seismiske eller jordskjelv. Under grensetilstand hevder den at *Ulykkes- og seismisk lasters* lastkombinasjoner er lik og at en seismisk situasjon kan anses som en «spesiell» ulykkesituasjon. Forskjellen ligger i kombinasjon av *variable laster*, nærmere bestemt *Øvrige variable laster*, basert på NS 1990+A1. [6]



Figur 13 Utdrag: Oversikt berggrunns akselerasjon [16]

Etter tabell NA.2(901) NS 1998-2 faller gs-bruer under seismisk klasse I, altså den minst utsatte klassen. [17] På bakgrunn av dette, samt den lave sannsynligheten for et større jordskjelv i Norge [23] og avstand til nærmeste plategrense [24], dimensjoneres denne gs-bruen etter forenklede kriterier gitt i NA.2.3.7 NS 1998-2 [17]. Etter beregninger i Vedlegg B.3 ser man, på bakgrunn av kommune og grunntype A, at konstruksjonen er i *Analysemetode 0*. Dette medfører at bruen ikke trenger å dimensjoneres for seismiske påvirkninger.

3.4.4 Ulykkes påvirkninger

NS 1991-1-7 - *Ulykkeslaster*

Broen må kontrolleres for støt på overbygning og underbygning fra underliggende vei, dersom ikke tilstrekkelige forebyggende tiltak er gjort. Siden fri høyde til underliggende vei

er 6,2 m, trenger ikke broen kontrolleres for støt på overbygning. Etter NS-EN 1991-2, punkt NA.5.6.1(1), er det ingen andre kollisjonskrefter enn disse, med mindre det er gitt i det enkelte prosjekt. Siden det vanligvis bare skal være fotgjengere og syklister på broen, vurderes dette ikke som nødvendig å kontrollere. Etter NA.5.6.3 i NS-EN 1991-2, trenger ikke broen å kontrolleres for utilsiktet kjøretøy på brodekket, ettersom den allerede blir kontrollert for tjenestekjøretøy [14].

NS-EN 1991-1-7, tabell NA.4.1 angir dimensjonerende verdier for støt mot underbygning, parallelt med og normalt på underliggende veibane. Veien antas å ha fartsgrense ≥ 80 km/h , til sikker side. Dermed blir støtkraften 1000 kN parallelt med underliggende veibane, og 500 kN vinkelrett på underliggende veibane. Dette blir henholdsvis i Y-retning og X-retning i det globale koordinatsystemet. Ulykkespåvirkninger vurderes etter tabell NA.A2.5 i NS-EN 1990 å opptre samtidig med øvrige variable laster, med deres tilnærmet permanente verdi [9].

4 Lastkombinasjoner

Lastene kombineres i lastkombinasjoner i de ulike grensetilstandene etter følgende ligninger i NS-EN 1990, tillegg A2:

- Ligning 6.10 - Bruddgrensetilstand
- Ligning 6.11 - Ulykkestilstand
- Ligning 6.12 - Seismiske situasjoner
- Ligning 6.14 - Bruksgrensetilstand, *karakteristisk* kombinasjon
- Ligning 6.15 - Bruksgrensetilstand, *ofte forekommende* kombinasjon
- Ligning 6.16 - Bruksgrensetilstand, *tilnærmet permanent* kombinasjon

Lastkombinasjonene velges ugunstigst av de alternativene i ligningene. Hvor ugunstigst menes kombinasjoner som vil gi størst moment, skjær- og/eller normalkraft.

Tabell NA.A2.4(B) – Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO) (Sett B)

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Forspenning	Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig			
(Ligning 6.10 a)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} Q_{k,i}$
(Ligning 6.10 b)	$\zeta \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} Q_{k,i}$
(*) Variable laster er de som er oppført i tabellene NA.A2.1 til NA.A2.3.					
MERKNAD 1 Det skal i bruddgrensetilstanden påvises ved bruk av ligningene 6.10 a og 6.10 b at bruers konstruksjonsoppførsel er i overensstemmelse med antatt beregningsmodell, ut over mindre endringer (f.eks. oppløft fra lager, strekkpeler som det ses bort fra, flytledd osv.) som kan aksepteres forutsatt at konstruksjonen dimensjoneres i overensstemmelse med de endrede forutsetningene.					
MERKNAD 2 Det benyttes følgende sett med γ - og ζ -verdier ved bruk av uttrykk 6.10a og 6.10b:					
$\gamma_{G,sup} = 1,35$ for permanent last, untatt de som er listet under ^{1) 2)}					
1,00 for irreversible deformasjonslaster ³⁾					
1,20 for permanent del av vanntrykk					
$\gamma_{G,inf} = 1,0$ for permanent last ^{1) 2)}					
0 for irreversible deformasjonslaste ³⁾					
1,0 for vanntrykk					
$\zeta = 0,89$ for egenvekt ¹⁾					
$\gamma_p =$ verdier gitt i de aktuelle Eurokodene ⁴⁾					
$\gamma_Q = 1,35$ for vegtrafikk fra kjøretøyer og fotgjengere, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)					

Tabell 6 Dimensjonerende verdier for laster – Utdrag: NA.A2.4(B) [9]

Lastmodellene er basert på hvilke lasttilfeller som sannsynligvis vil opptre samtidig. Brua dimensjoneres for tilfellene med de største belastningene.

Tabellen over NA.A2.4(B) viser kombinasjoner i *bruddgrensetilstand* med gitte lastfaktorer. Likning 6.10 a eller b brukes avhengig av hvilken verdi som er størst for det enkelte lasttilfellet. Egenlast, det vil si betongdekke, inkl. slitelag og kantdrager, vurderes *Ugunstig*. Variable laster vurderes enten som *Dominerende* eller *Øvrige*. Jevnt fordelt trafikklaster (gr1) eller temperaturlaster har størst variabel lastvirkning, og blir dominerende variabel last i ulike kombinasjoner. Merk at plasseringen til brukslaster undersøkes til den ugunstigste posisjonen er funnet, mer om dette under Dimensjonering. Etter NA.A2.2.3 skal vindlast og temperaturpåvirkninger regnes å kunne virke samtidig. Snølast ikke kombineres med gr1 eller gr2. [9]. De ulike trafikklasterne er gjensidig utelukkende, og regnes ikke å opptre samtidig [14].

Påvirkning	Symbol	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Trafikklast	gr1 (jevnt fordelt last)	0,7	0,7	0,2
	Q_{fwk} (punktlaster)	0,7	0,7	0,2
	gr2 (Servicekjøretøy)	0,7	0,7	0,2
Vindkrefter	F_{wk}	0,7	0,6	0
Temperatur	T_k	0,7	0,6	0
Snølast	$Q_{Sn,k}$ (På tak o.l.)	0,7	0,6	0

Tabell 7 Lastfaktorer [9]

Lastfaktoren ψ_0 , i tabell over, benyttes i likning 6.10, til bruddgrenseberegninger.

Lastfaktoren ψ_1 benyttes i likning

4.1 Bruddgrensetilstand

Brua dimensjoneres for de ugunstigste lastkombinasjoner. Dette ble gjort i Robot ved at det ble opprettet en ny fil med lastfaktorer i henhold til NS-EN 1990, tabell NA.A2.2, slik at kombinasjonene ble riktige for dimensjonering av gangbruer. Deretter ble verktøyet «code

combinations» brukt for å automatisk generere lastkombinasjoner i bruddgrense etter de angitte lastfaktorene.

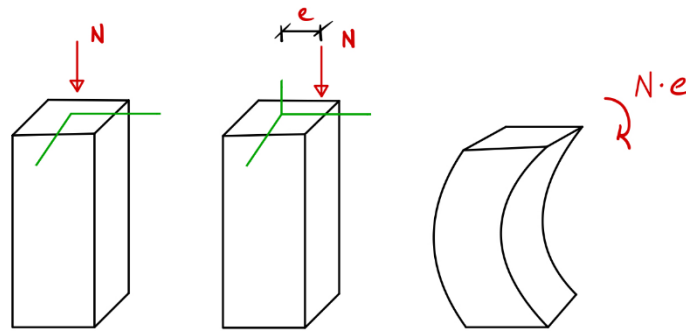
For å kontrollere de genererte kombinasjonene, ble de karakteristiske lastvirkningene på de ulike konstruksjonsdelene samlet i et Excel-ark, slik at de største lastvirkningene kunne identifiseres. Det ble så satt opp ulike lastkombinasjoner med størst lastvirkninger, som manuelt ble lagt inn i Robot, med riktige lastfaktorer. Lastfaktorene er som følger:

<i>Lastkombinasjoner</i>		<i>6.10 a)</i>	<i>6.10 b</i>	
<i>Permanente laster</i>	Egenvekt betong	1,35	1,20	
	Belegning	1,35	1,20	
	Kantdrager + rekkverk	1,35	1,20	
<i>Variable laster</i>			Dominerende	Øvrige
	Jevnt fordelt trafikklast	0,95	1,35	0,95
	Servicekjøretøy Q_{serv}	0,95	1,35	0,95
	Vindlast F_{wk}	1,12	1,6	1,12
	Temperaturlast T_k	0,84	1,2	0,84
	Snølast $Q_{sn,k}$	1,05	1,5	1,05

Tabell 8 Dimensjonerende Lastfaktorer, bruddgrense [9]

4.1.1 Aksialkrefter

Relativt små aksialkrefter oppstår i brudekket. Antatt ikke dimensjonerende påkjenninger fra bremselast og temperaturutvidelse. Pilarene derimot vil få store påkjenninger aksialt. I tillegg vil aksiallastene bli plassert eksentrisk i ugunstig posisjon hvor de gir momenter i søylen.

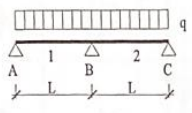
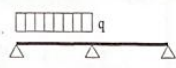
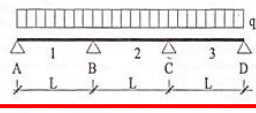


Figur 14 Eksentrisk plassert aksiallast - Privat

4.1.2 Moment

4.1.2.1 Felt- og støttemoment

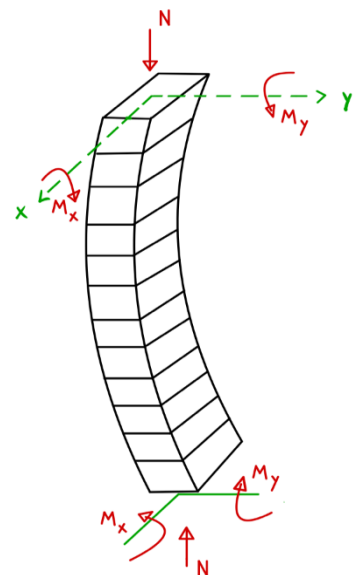
Som følge av moment- og skjærlikninger, ser man at hvor lengre brudekket er desto høyere blir momentet, mens skjærkreftene ved opplegg blir mindre. Dette er fordi moment ved jevnt fordelt last gir et annengradspolynoms last fordeling, mens skjær får en førstegrads (lineær) fordeling. Altså stiger momentet raskere enn skjær når brudekke blir lengre. Dermed får man et bilde på hvilke krefter som blir størst og kan forhåndsdimensjonere deretter. Nødvendig skjærarmering vil stadig bli brukt etter NS 1992-1-1. [15]

System og last	Maksimalt feltmoment (qL^2)	Støttemoment (qL^2)	Reaksjonskrefter (qL)
	$M_1 = 0.0703$ $M_2 = 0.0703$	$M_B = -0.125$	$A = 0.375$ $B = 1.25$
	$M_1 = 0.0957$	$M_B = -0.0625$	$A = 0.4375$ $B = 0.625$ $C = -0.0625$
	$M_1 = 0.080$ $M_2 = 0.025$ $M_3 = 0.080$	$M_B = -0.10$ $M_C = -0.10$	$A = 0.40$ $B = 1.10$ $C = 1.10$ $D = 0.40$

Figur 15 Snittkrefter 3 spenns bjelke [27]

4.1.1.2 Biaksialt moment

Moment om 2 akser eller biaksialt moment vurderes for pilarene. Det oppstår ved eksentrisk plasserte nyttelaster, som servicekjøretøy, eller eksentrisk plassert aksiallast fra egenvekt. Hvor en kombinasjon om to akser (x, y) gir biaksialt moment.



Figur 16 Biaksialt moment – Privat

4.1.3 Skjær

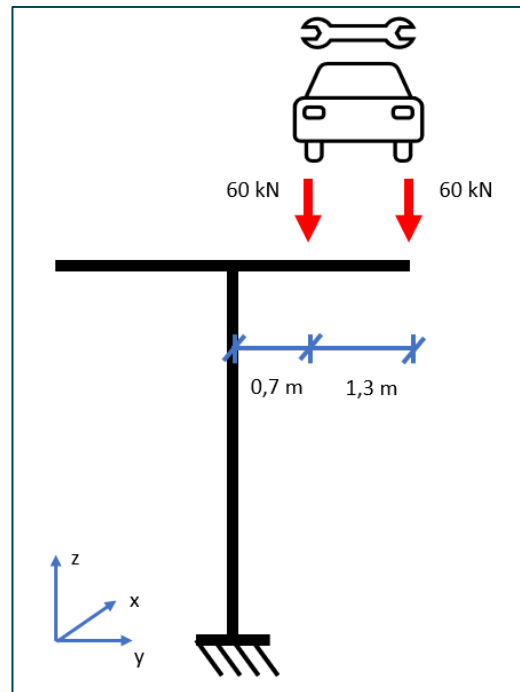
Som nevnt er skjærkreftene forventet lav i forhold til moment. Skjærkreftene blir kontrollert mot NS 1992-1-1 kap. 6.2.3. Minimumsarmeringsmengde vurderes.

4.1.3.1 Torsjon

Torsjonsmomentet vurderes som moment om x-aksen. Det dimensjonerende tilfellet oppstår når servicekjøretøyet plasseres over pilaren, eksentrisk i forhold til y-retningen.

Figur viser hvordan torsjonsmomentet oppstår.

Torsjon fra vinge med hensyn til dekke vurderes neglisjerbar/ overføres direkte til pilaren.



Figur 17 Eksentrisk plassert servicekjøretøy - Privat

4.2 Bruksgrensetilstand

Dette prosjektet har hovedfokus på dimensjonering i *bruddgrense*. Likevel må nedbøying og riss kontrolleres, ettersom dette kan være ødeleggende for konstruksjonens bruk og levetid.

4.2.1 Deformasjoner / Nedbøyninger

NS 1990 definerer 3 typer nedbøyninger (aktuell for dette prosjekt):

- w_1 : Korttidsdel fra Permanente laster
- w_2 : Langtidsdel fra Permanente laster
- w_3 : Tillegg som følge av Variable laster



Figur 19 Nedbøyning [9]

N400 anbefaler en nedbøyning (for trafikklast) på $\delta \leq L / 350$. Tilsvarende 39 mm i felt 1 og 3, og 48 mm i felt 2. N400, kap. 3.5. Nedbøyning fra permanente laster skal kompenseres med hensyn til overhøyde. Det betyr at brudekket forskales opp slik at det er høyest på midten, og rettes ut når lastene påføres. På denne måten kan den totale nedbøyningen reduseres, slik at den holdes innenfor kravet. Nødvendig overhøyde beregnes i kombinasjonen tilnærmet permanent, med kombinasjonsfaktoren for variable laster, ψ_2 , lik 0 [1]. På figur 18 under vises en overhøyde w_c som gjør at w_{\max} er mindre enn w_{tot} .

Komfortkriterier eller brukskriterier tar hensyn til svingninger eller vibrasjoner, med tilhørende egenfrekvens. Bruen anses å ha en høy stivhet og svingninger eller vibrasjoner som følge av nyttelaster (med tilhørende dynamisk analyse) vurderes ikke. [9]

Horisontale deformasjoner anses å være neglisjerbare når de verken reduserer tilgjengelighet eller virker ødeleggende på andre konstruksjonsdeler.

4.2.2 Rissvidde

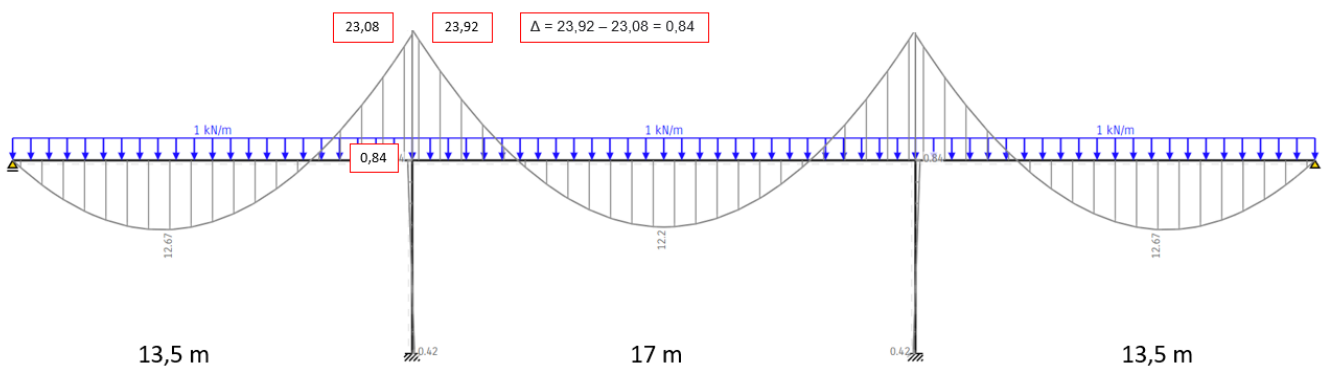
Risskontroll gjøres i henhold til NS 1992-1-1 tabell NA.7.1N, lastkombinasjon *Ofte forekommende*. Riss oppstår når strekkbelastningen i betongen er for stor. Dette skjer for eksempel når spenningen i armeringen eller senteravstanden er for stor slik at strekkreftene overføres til betongen, når overdekningen er stor og betongen ytterst i tverrsnittet opplever strekkrefter, og når svinn, setninger eller temperaturvariasjoner gjør at betongen beveger seg over tid. Riss er i seg selv en uunngåelig del av betongens virkemåte, men for store riss kan utgjøre en risiko for korrosjon av armeringen, frostsprengning og skade på utseende [25]. Et risset tverrsnitt har også lavere stivhet enn et urisset tverrsnitt, og vil derfor også ha større deformasjoner [15].

5 Statisk system og analyse

For å definere spennlengdene ble en forenklet vurdering for symmetrisk belastning gjort. 2 momentlikninger ble satt lik hverandre og summen av spennene lik total lengde 44 m, og satt som et likningssett. Hvor lengden på spenn 1 og 3 var lik. Likningen ble løst for en ideell

spennlengde hvor overgangen på støttemomentet var tilnærmet lik for felt 1 (eller 3) og felt 2. Fordelen med lav differanse mellom moment over støtte moment er at mindre moment går ned i pilaren.

På figuren under er det brukt en enhetslast, $q = 1$. Vi ser at differansen mellom støttemomentene overføres til pilaren. Videre blir momentet i pilaren mindre desto lengre den er, men den blir samtidig slankere. Ved brukte lengder ser man også at differansemomentet overført til pilarene er lavt.



Figur 20 Forklaring statisk system – skjermbilde STRIAN

Vedlegg D - Statikk viser beregninger for valgte spennlengder hvor felt 1 og 3 blir $13,65 \text{ m}$ og felt 2 lik $16,7 \text{ m}$. Her blir teoretisk differanse-moment lik 0.

6 Dimensjonering / resultater

Dimensjoneringen av bruene er gjort i henhold til Norsk Standard og vegvesenets håndbøker. Oppgaven tar for seg dimensjonering av en 3 felts gangbru i betong med slakkarmering. Beregningene er gjort ved hjelp av K-Bjelke (OS-Prog), ISY Design, Autodesk Robot og ved håndberegninger. Dette er for å kunne utnytte fordelene ved de ulike verktøyene, og for å kontrollere beregningene mot hverandre. Funnene er presentert under. Refererer til vedlegg G for beregninger og ytterligere detaljer fra ISY Design.

6.1 Overbygning

6.1.1 Dimensjoner

Dimensjonene til brudekke er hovedsakelig bestemt ut ifra moment i felt og over opplegg, med hensyn til nedbøying og riss. Overslagsberegninger ble benyttet for å komme fram til passende høyde på tverrsnittet, med finjusteringer underveis. Bredden ble satt til 4400 *mm* for å gi plass til 4 *m* brukbar bredde, 200 *mm* på hver side til påstøpt kantdrager til rekkverk.

Ettersom overdekningen er relativt stor, får armeringen lavere momentarm, og derfor høyere spenning. Som følge av dette, kan det være gunstig å øke tverrsnittshøyden for å bruke en lavere armeringsmengde. Høyere tverrsnitt gir derimot og større egenvekt, noe som er dominerende for kortere bruer. I tillegg kan større riss oppstå som følge av mer overdekning. Det å finne balansen mellom armering spart og betong brukt er derfor sentralt for å minimere kostnaden, ressursbruken og levetiden for konstruksjonen. I vedlegg E.1.1 ble noen ulike tverrsnittshøyder prøvd ut i K-bjelke, og resultatene lagt inn i Excel. Her ble armeringsmengdene for dem sammenlignet for å finne ut omtrent når besparelsen i armering avtok. Ut ifra dette ble en tverrsnitthøyde på 650 *mm* valgt.

Etter NS 1992-1-1 punkt 9.3.2, bør plater med skjærarmering ha tykkelse på minst 200 *mm* [15]. Gitt overdekningen (105 *mm* OK, 75 *mm* UK), velges den minste tykkelse ytterst på flensen lik 300 *mm*, for å ha tilstrekkelig avstand mellom skjærarmering i overkant og underkant av flens. Flensen kontrolleres for lokalt brudd, ved å betrakte en 1 *m* stripe av flensen som fast innspent i den ene enden, og utkrager i den andre enden. Ut ifra lokal kontroll av flens, trenger flensen bøylor med $\varnothing 12$ med senteravstand ≤ 250 *mm*. Se vedlegg E.1.2. Beregningsmessig nødvendig skjærarmering for bruddgrense er bøylor: $\varnothing 12$ c140 *mm*. Med denne bøylemengden vil ikke lokale riss være noe problem for flensen, se vedlegg E.1.2.

6.1.2 Bjelkeplate

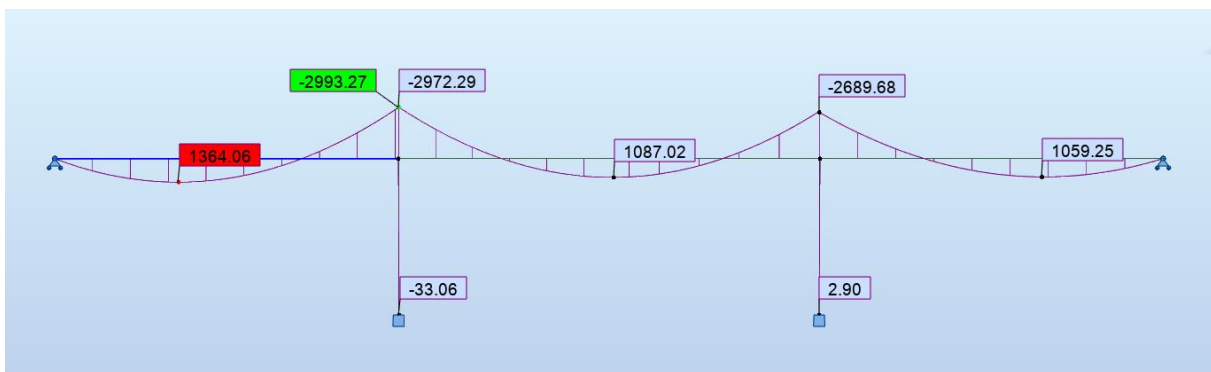
Se vedlegg G – Utskrift fra ISY Design.

Maks moment ble bestemt ut fra følgende kombinasjoner:

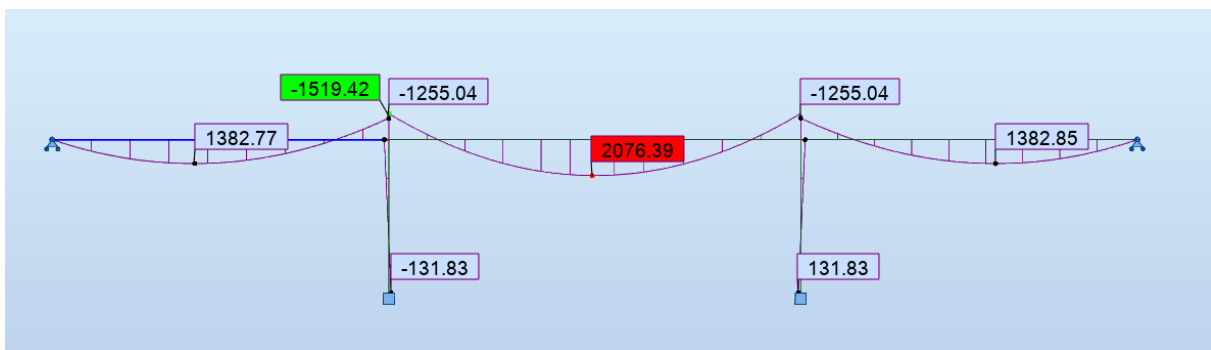
Lastkombinasjon	Ligning	Felt	OK/UK	Egenlast	Trafikklast	Servicekjøretøy	Vindlast	Temperaturlast	Snølast
101	6.10a	1/3	OK	1,35	0,945		1,12	0,84	
102	6.10a	1/3	UK	1,35	0,945		1,12	0,84	
103	6.10b	1/3	UK	1,2015	1,35		1,12	0,84	
104	6.10b	1/3	UK	1,2015	0,945		1,12	1,2	
105	6.10a	2	OK	1,35	0,945		1,12	0,84	
106	6.10a	2	UK	1,35	0,945		1,12	0,84	
107	6.10b	2	UK	1,2015	1,35		1,12	0,84	
108	6.10b	2	UK	1,2015	0,945		1,12	1,2	

Tabell 9 Dimensjonerende lastkombinasjoner – skjerm bilde Excel

Kombinasjonene i gult er dimensjonerende for det feltet med strekk i OK/UK.



Figur 21 Momentdiagram av lastkombinasjon 101 i Robot. Denne lastkombinasjonen gir størst moment over venstre søyle, med strekk i overkant – skjerm bilde Robot



Figur 22 Momentdiagram av lastkombinasjon 108 i Robot. Denne lastkombinasjonen gir størst moment i midterste felt, med strekk i underkant – skjerm bilde Robot

For å dimensjonere tverrsnittet i ISY Design, må materialverdier, armeringsregler og geometri legges inn i programmet.

Materialdata				Rissdata				Kryp- og svinndata			
Betong	B45	E_c	38,10 GPa	Eksposering	XD3	$w_{max,G}$	0,39 mm	Sement	N	t_0	28 dager
γ_c	1,50	E_{cm}	36,28 GPa	ΔC_{dur}	10 mm	$w_{max,Q}$	0,39 mm	RH	70 %		
d_g	20 mm	f_{cm}	53,0 MPa	Levetid	100 år	C_{dur}	60 mm	ϕ	<input checked="" type="checkbox"/> 1,34	ϵ_{cs}	-0,30 ‰
f_{ctk}	45,0 MPa	f_{ctd}	25,5 MPa	C_{ind}	B40			E_{ct}	<input checked="" type="checkbox"/> 15,91 GPa		
$f_{ct,cube}$	55,0 MPa	f_{ctm}	3,80 MPa	Bestandighet	M40						
<input checked="" type="checkbox"/> Hovedsakelig grovt tilslag		$f_{ctk,0.05}$	2,66 MPa								
		f_{ctd}	1,51 MPa								

Figur 23 Materialdata - skjerm bilde ISY Design

Type		Tverrsnittsdata	
Tverrsnittstype	<input type="checkbox"/> Avansert T	h	650 mm
h_0	<input checked="" type="checkbox"/> 437 mm	b	2 000 mm
$b_{w,y}$	<input checked="" type="checkbox"/> 2 300 mm	t_{flens}	300 mm
t_{min}	<input checked="" type="checkbox"/> 300 mm	$b_{flens,v}$	1 200 mm
Areal	2 125 000 mm ²	$b_{flens,h}$	1 200 mm
Omkrets	9 722 mm	hel_v	300 mm
S_y	160 659 651 mm ³	hel_h	300 mm
I_y	68 444 465 686 mm ⁴	Andre geometridata	
Tyngdepunkt	(0, 55)	L_{0t}	0,0 m

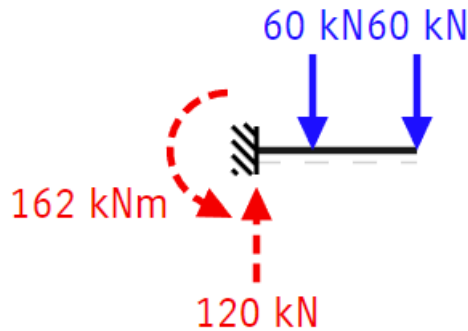
Figur 24 Tverrsnittgeometri - skjermbilde ISY Design

Ved dimensjonering i ISY Design, blir nødvendig armering i bruddgrense 27 armeringsjern $\varnothing 25$ i overkant og 17 jern $\varnothing 25$ i underkant. Nødvendig skjærarmering blir $\varnothing 12$ c140 mm.

Ved kontroller gjort med håndberegninger blir tverrsnittet forenklet beregnet som rektangulært, se vedlegg E.1.3. Etter disse kontrollene blir nødvendig armering i overkant og underkant henholdsvis 29 og 19 $\varnothing 25$ -jern. Dimensjoneringen i ISY Design blir derfor vurdert tilstrekkelig nøyaktig.

6.1.3 Utkrager / vinge

For Torsjonskrefter ble vingen ansett som en fast innspent bjelke for å finne momentet om x-aksen. Det største momentet ble funnet av 2 aksellaster fra servicekjøretøyet. Viser til figur under hvor utkrageren på 2 m er belastet med karakteristisk aksellast, senteravstand 1,3 m.



Figur 25 Utkrager krefter – skjermbilde STRIAN

6.1.4 Riss

Risskontroller ble gjennomført i ISY Design. Først ble karakteristiske lastvirkninger beregnet i Robot. Deretter ble disse lagt inn i Excel for å identifisere største lastkombinasjon i bruksgrense. Maksverdiene ble så lagt inn i ISY Design.

Riss viste seg å være dimensjonerende for overbygningen. Med armeringen dimensjonert for bruddgrense i ISY Design er utnyttelsen for riss 1,39. Armeringsmengden må derfor økes for å nå kravene til rissvidde, etter NS 1992-1-1 [15]. Ny nødvendig lengdearmering i overkant (OK) blir 35 jern $\varnothing 25$, og underkant (UK) lik 23 jern $\varnothing 25$.

Opptredende krefter	Rissviddebegrensning	Minimumsarmering	Tøyninger
$M_{Ed,y}$ -1 584 kNm	Utn _{riss} <input checked="" type="checkbox"/> 0,83 $S_{r,max}$ 482 mm	$A_{s,min}$ <input checked="" type="checkbox"/> 2 924 mm ²	$\epsilon_{c,max}$ -1,00 ‰
$M_{Ed,Qy}$ -380 kNm	w_{max} 0,39 mm $\rho_{p,eff}$ 0,032	$k_{c,steg}$ -	$\epsilon_{c,min}$ 1,323 ‰
Lasttype Ofte forekommende	w_k 0,32 mm $A_{c,eff}$ 668 171 mm ²	$k_{c,flens}$ 0,50	$\epsilon_{s,max}$ 0,95 ‰
	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ 0,672 ‰ $h_{c,eff}$ 151,9 mm	A_{ct} 1 185 101 mm ²	$\epsilon_{s,min}$ -0,64 ‰
	σ_s 189,8 MPa k_2 0,50	σ_s 500,0 MPa	$\epsilon_{cc,max}$ -0,36 ‰
	<input type="checkbox"/> Er 7.14 brukt ved beregning av $S_{r,max}$?	σ_c 2,0 MPa	$\epsilon_{cc,min}$ 0,00 ‰

Figur 26 Resultat av rissviddekontroll i ISY Design for maks moment over støtte, OK - skjermbilde ISY

Opptredende krefter	Rissviddebegrensning	Minimumsarmering	Tøyninger
$M_{Ed,y}$ 796 kNm	Utn _{riss} <input checked="" type="checkbox"/> 0,94 $S_{r,max}$ 448 mm	$A_{s,min}$ <input checked="" type="checkbox"/> 5 654 mm ²	$\epsilon_{c,max}$ -0,58 ‰
$M_{Ed,Qy}$ 454 kNm	w_{max} 0,39 mm $\rho_{p,eff}$ 0,028	$k_{c,steg}$ 0,90	$\epsilon_{c,min}$ 1,44 ‰
Lasttype Ofte forekommende	w_k 0,37 mm $A_{c,eff}$ 403 784 mm ²	$k_{c,flens}$ 0,50	$\epsilon_{s,max}$ 1,13 ‰
	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ 0,820 ‰ $h_{c,eff}$ 186,9 mm	A_{ct} 939 899 mm ²	$\epsilon_{s,min}$ -0,26 ‰
	σ_s 226,6 MPa k_2 0,50	σ_s 500,0 MPa	$\epsilon_{cc,max}$ -0,11 ‰
	<input type="checkbox"/> Er 7.14 brukt ved beregning av $S_{r,max}$?	σ_c -1,2 MPa	$\epsilon_{cc,min}$ 0,00 ‰

Figur 27 Resultat av rissviddekontroll i ISY Design for maks moment i felt, UK - skjermbilde ISY

Kontroll med håndberegninger etter NS-EN 1992-1-1 punkt 7.3.4 viser at denne armeringsmengden holder for rissvidde, se vedlegg E.

6.1.5 Nedbøyning

Nedbøyning ble beregnet med håndberegninger, se vedlegg E.1.4. Felt 1 og 3 forskales med 50 mm overhøyde, felt 2 forskales med 60 mm overhøyde.

Nedbøyning fra variable laster ble 17 mm i felt 2, og total nedbøyning i felt 2 ble 20 mm.

6.1.6 Armering

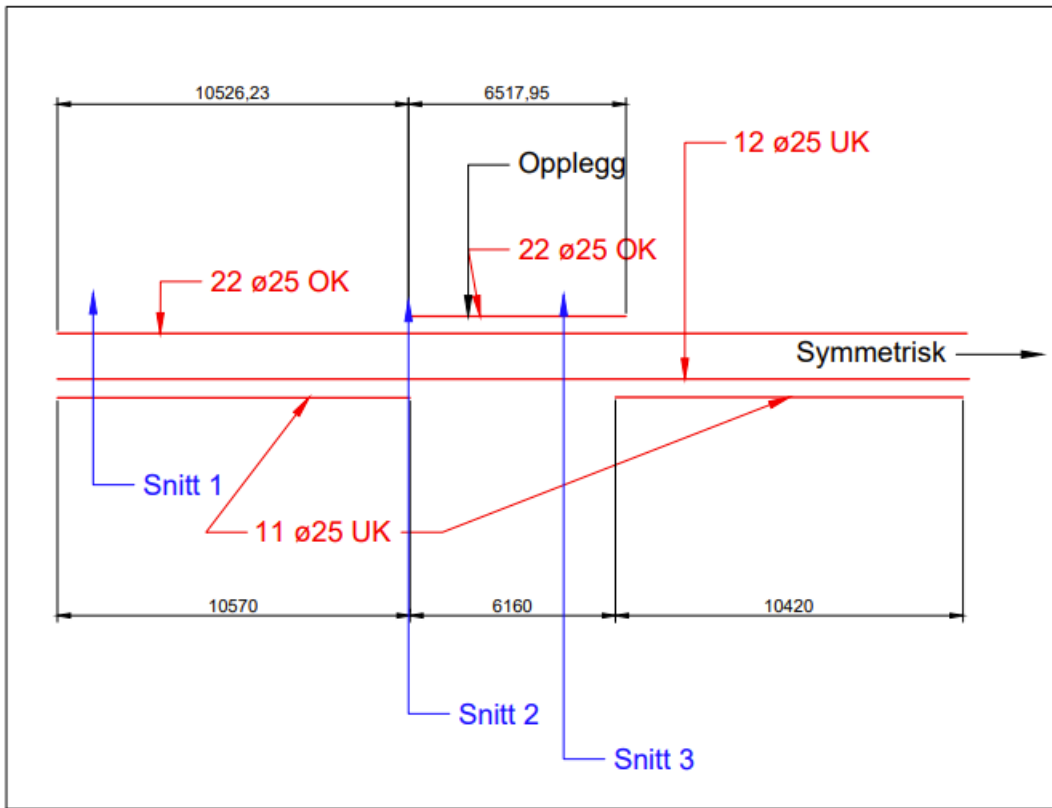
Avtrapping av lengdearmering:

Etter Krav 8.7.1—5 i N400 skal største senteravstand for lengdearmering være 250 mm mot forskalte flater og 200 mm mot ikke-forskalte flater. [1] For denne konstruksjonen er overkant av brudekket ikke-forskalet. Ut ifra dette, blir maks senteravstand for lengdearmering 200 mm i overkant og 250 mm i underkant. Det gir 21 jern $\varnothing 25$ i overkant og 8 jern $\varnothing 25$ i underkant som minste armeringsmengde som kan avtrappes til, dersom kun $\varnothing 25$ -jern skal benyttes. En enkel måte å avtrappe armering på er å fjerne hvert andre jern i mindre påkjente felt. For å gjøre dette må senteravstanden i utgangspunktet være mindre enn eller lik 100 mm i overkant og mindre eller lik 125 mm i underkant, slik at den avtrappede senteravstanden blir mindre enn eller lik henholdsvis 200 mm og 250 mm. Senteravstand 100 mm tilsvarer 42 jern i overkant. Armeringsmengden i mest påkjente felt i overkant blir derfor 42 jern $\varnothing 25$.

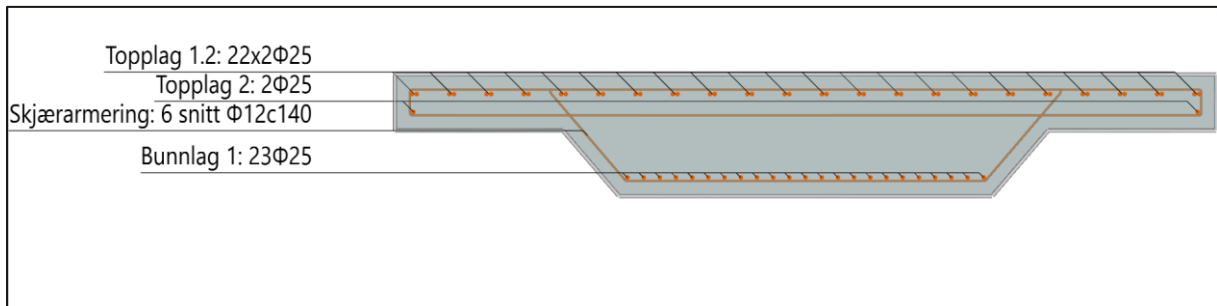
For å finne ut hvor armeringsmengden kan reduseres, ble momentet beregnet i en mengde snitt på hvert av feltene, og eksportert til et regneark i Excel. Deretter ble maksimal spenning i armeringen beregnet ut ifra grenseverdien på rissvidde på $w_k = 0,39$ mm, og den avtrappede armeringsmengden etter punkt 7.3.4 [15]. Fra denne spenningen ble maks moment funnet. Da kunne verdiene hvor momentet er større enn denne grenseverdien markeres for å finne hvor armeringsmengden kan reduseres. Se vedlegg H.

Etter punkt 9.2.1.3 forskyves momentkurven en lengde a_l , hvor det skal være tilstrekkelig armering [15]. Som en forenkling til sikker side sees det bort ifra tillegget fra armeringsstenger innenfor forankringslengden. Armeringsstengene blir derfor forlenget med

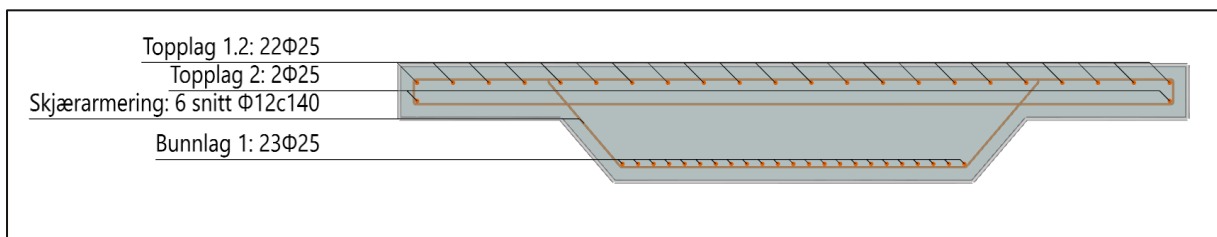
Avtrapping lengdearmering



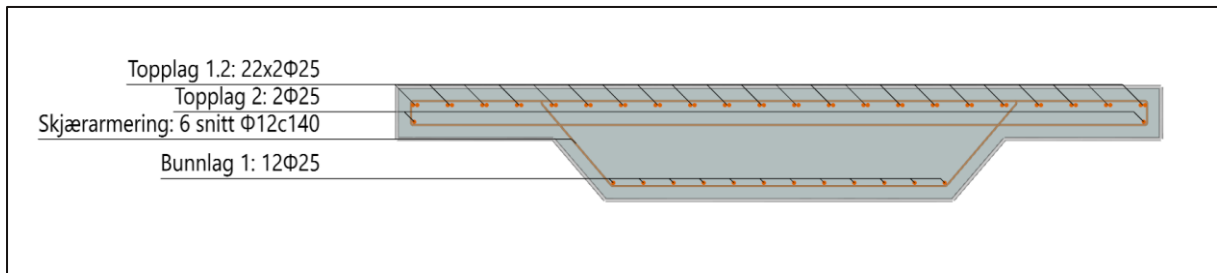
Figur 29 Avtrapping av lengdearmering - AutoCAD



Figur 30 Maks Armeringsmengde OK + UK – Snitt 2 - skjermbilde ISY



Figur 31 Armeringsmengde Maks moment UK – Snitt 1 - skjermbilde ISY



Figur 32 Armeringsmengde Maks moment OK – Snitt 3- skjermbilde ISY

6.2 Underbygning

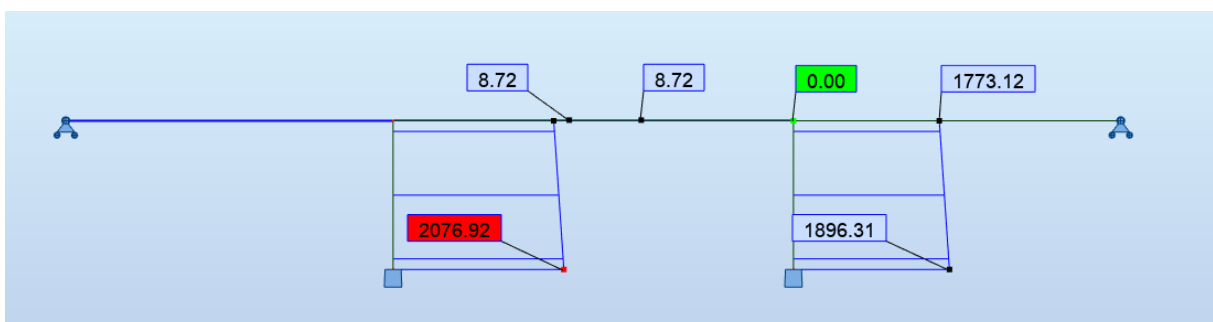
6.2.1 Pilarer

Vedlegg E.2.1 - Pilarer

Basert på krav fra N400 (som diskutert under kapittel: 1 Generelle krav) er lengde på pilarene satt lik 6,20 m. Fundament høyde kommer i tillegg.

Torsjonsmomentet oppstår i pilaren når servicekjøretøyet plasseres eksentrisk. En andel av torsjonen overføres ned i fundamentet. En kombinasjon av servicekjøretøy og egenvekt langs brudekke, gir biaksialt moment (M_x & M_y). Kontroller i Vedlegg E.2.1 avgjør stadig at søylene ikke er slanke, samt at ingen ytterligere endringer kreves som følge av biaksialt moment. Bidrag fra vindlaster vurderes som neglisjerbare.

Brupilaren er dimensjonert konservativt. Med dette menes det at man ved finregning kan få en mindre dimensjon. Dette ble ikke gjort for å unngå problemer ved 2. ordens effekter og slankhet.



Figur 33 Største aksiallast i søyle, fra lastkombinasjon 101 - Robot

Dimensjonerende kombinasjon ble identifisert i Excel, og lagt inn i ISY Design. Der viste det seg at kollisjon har høyest utnyttelse for søylen om svak akse. Det samme gjelder om sterk akse (vinkelrett på bruretningen). Likevel er påkjennelsen mindre enn minimumsarmeringen, så den blir dimensjonerende. Momentet fra kollisjon mot søyle ble kontrollert ved håndberegninger, se vedlegg E.2.1. Lengdearmoring i søylen blir derfor 12 \varnothing 25 fordelt rundt tverrsnittet.

Type		Tverrsnittsdata	
Tverrsnittstype	<input type="checkbox"/> Rektangulær	h	800 mm
h_0	<input checked="" type="checkbox"/> 308 mm	b	500 mm
$b_{w,y}$	<input checked="" type="checkbox"/> 500 mm	Andre geometridata	
t_{min}	<input checked="" type="checkbox"/> 500 mm	$L_{cr,y}$	0,0 m
Areal	400 000 mm ²	L	0,0 m
Omkrets	2 600 mm		
S_y	40 000 000 mm ³		
I_y	21 333 333 333 mm ⁴		
Tyngdepunkt	(0, 0)		

Figur 34 Tverrsnittsdata, Pilar – ISY

Bruddgrense				
Navn	Utn _{M+N}	Skjær Utn _z	Torsjonsutnyttelse	$\epsilon_{c,max}$ [%]
► Last	<input checked="" type="checkbox"/> 0,90	<input checked="" type="checkbox"/> 0,90	<input checked="" type="checkbox"/> 0,90	0,90

Sammendrag	Momentkapasitet	Forenklet momentkapasitet	Skjærkapasitet	Torsjonskapasitet	Avanserte tverrsnittsdata
Opptredende krefter $M_{G,y,dim}$ 0 kNm $M_{Q,y,dim}$ 1 000 kNm $N_{Ed,G}$ -1 000 kN $N_{Ed,Q}$ -690 kN $V_{Ed,Redusert,z}$ 937 kN $V_{EdMax,z}$ 937 kN	Momentkapasitet Utn _{M+N} <input checked="" type="checkbox"/> 0,90 $M_{y,kapasitet}$ 1 109 kNm $M_{add,y,kap}$ 0,0 kNm $N_{kapasitet}$ -1 874 kN $\epsilon_{c,max,kap}$ -3,88 ‰ $\epsilon_{s,max,kap}$ 8,77 ‰ <input type="checkbox"/> Langtid alene avgjør kapasiteten	Tøyninger $\epsilon_{c,max}$ -1,96 ‰ $\epsilon_{s,max}$ 2,11 ‰ $\epsilon_{cc,max}$ -0,06 ‰ Spenninger $\sigma_{c,max}$ -24,35 MPa $\sigma_{s,max}$ 421,0 MPa 2. ordens effekter $M_{add,y}$ 0,0 kNm	Uten skjærarmoring Utn _{strekk,z} - Utn _{trykk,z} - Med skjærarmoring Utn _{strekk,z} <input checked="" type="checkbox"/> 0,90 Utn _{trykk,z} <input checked="" type="checkbox"/> 0,40	Torsjonskapasitet Utn _{strekk} <input checked="" type="checkbox"/> 0,90 Utn _{trykk} <input checked="" type="checkbox"/> 0,40 T_{Ed} 0 kNm	

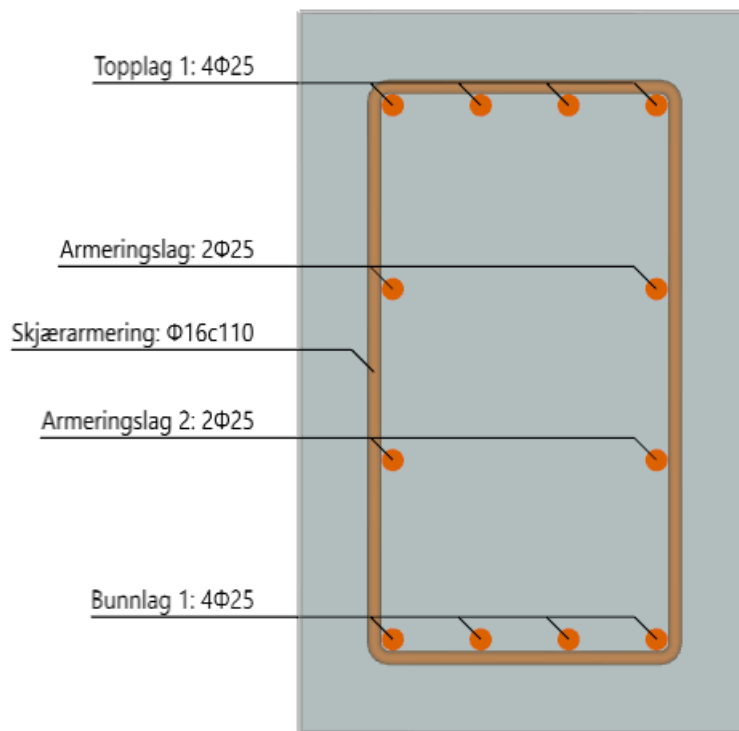
Figur 35 Sammendrag fra ISY Design for søyle, kollisjon om sterk akse

Bruddgrense							
Navn	Utn _{M+N}	Skjær Utn _z	Torsjonsutnyttelse	ε _{c,max} [%]			
Last	✓	0,90	✓	0,90	✓	0,90	

Sammendrag	Momentkapasitet	Forenklet momentkapasitet	Skjærkapasitet	Torsjonskapasitet	Avanserte tverrsnittsdata		
Opptredende krefter							
M _{G,y,dim}	0	kNm					
M _{Q,y,dim}	1 000	kNm					
N _{Ed,G}	-1 000	kN					
N _{Ed,Q}	-690	kN					
V _{Ed,Redusert,z}	937	kN					
V _{EdMax,z}	937	kN					
Momentkapasitet							
Utn _{M+N}	✓	0,90					
M _{y,kapasitet}	1 109	kNm					
M _{add,y,kap}	0,0	kNm					
N _{kapasitet}	-1 874	kN					
ε _{c,max,kap}	-3,88	%					
ε _{s,max,kap}	8,77	%					
<input type="checkbox"/> Langtid alene avgjør kapasiteten							
Tøyninger							
ε _{c,max}	-1,96	%					
ε _{s,max}	2,11	%					
ε _{cc,max}	-0,06	%					
Spenninger							
σ _{c,max}	-24,35	MPa					
σ _{s,max}	421,0	MPa					
2. ordens effekter							
M _{add,y}	0,0	kNm					
Uten skjærarmoring							
Utn _{strek,z}	-						
Utn _{trykk,z}	-						
Med skjærarmoring							
Utn _{strek,z}	✓	0,90					
Utn _{trykk,z}	✓	0,40					
Torsjonskapasitet							
Utn _{strek}	✓	0,90					
Utn _{trykk}	✓	0,40					
T _{Ed}	0	kNm					

Figur 36 Sammendrag fra ISY Design for søyle, kollisjon om svak akse

For skjær, ble det nødvendig med $\varnothing 16$ med senteravstand 130 mm ved kollisjon om svak akse, og $\varnothing 16$ senteravstand 110 mm om sterk akse.



Figur 37 Armeringstegning søyle - ISY

6.2.2 Fundamentering

Vedlegg E.2.2 – Fundament

Ved fundamentberegninger vurderes den respektive aksene. Momentet på fundamentet overføres via pilarene. Beregningene viser at moment om x-akse over aksiallast, gir størst eksentrisitet. Fundamentet beregnes etter kap. 7 N400, altså vurderes lastvirkningene i underkant, overgang mellom fundament og grunn. [1] Beregninger for fundament gav nødvendig bredde for å unngå velt. Bredde lik 2,5 m brukes for kvadratisk fundament, med høyden, d lik 500 mm.

Vedlegg E.2.2 – Fundament

Fundament	Mengde
Lengdearmring, UK (x)	14 \varnothing 16 c165 mm
Lengdearmring, UK (y)	14 \varnothing 16 c165 mm
Skjærarmring (x)	17 \varnothing 12 c140 mm
Skjærarmring (y)	17 \varnothing 12 c140 mm

Tabell 10 Armering Fundament

6.3 Diskusjon

Problemstilling:

Dimensjonere en gangbru i slakkarmert betong slik at prosjektforutsetninger og regelverk fra Vegvesenets håndbøker og Norsk Standard blir ivaretatt, med søkelys på bruddgrensetilstand.

Ved å følge krav fra SVV og NS oppfylder oppgaven prosjektforutsetningene og relevant regelverk. Resultatene er ansettes å være gode løsninger fordi de nettopp oppfyller regelverket. Med dette kan bruene i teorien bygges. I teorien fordi flere praktiske tilrettelegginger gjenstår. I tillegg er enkelte praktiske krav ivaretatt, selv om oppgaven i

hovedsak ikke satt søkelys på dette. Krav som reelle senteravstander og byggemål, skjøt for armering. Dette ble gjort for god design. Samt å dokumentere at det er plass til armeringen med kravene for senteravstander ivaretatt.

Lengdearmeringen i OK blir buntet for å ivareta tilnærmet lik senteravstand over støtte og i felt. Ved avtrapping mellom overgangsstøtte – felt, fortsetter ett enkelt jern fra bunten over støtte til felt. For lengdearmeringen i UK ble rissvidden for stor ved bunting. Dermed benyttes enkle jern. Se vedlegg E.1.3.

8 Konklusjon

Dette prosjektet har gjort en rekke forenklinger og antagelser som i realistiske prosjekt hadde vært unngått eller gjennomført på en annen måte.

Eksempel på forenklinger/saker som ble neglisjert:

- Brudekke spenner horisontalt (snorrett). Vurdering av nedbøyningen for buet brudekke over tid.
- Detaljer for rekkverk ikke vurdert, på og under bru. Samt bolter.
- Fundament ikke nedgravd.
- Lager og fuger, overgang bru og vei – ikke vurdert.
- Setninger.
- Vannhåndtering og membran.
- Enkelte krav når det kommer til gjennomføring.
- Dynamisk analyse (om nødvendig).

Med disse forenklingene hadde prosjektet trengt en gjennomgang hvor det ble foretatt enkelte endringer dersom prosjektet skulle blitt realisert. Dimensjoneringen (lasthåndtering, dimensjoner, armering) av bruen på den andre siden oppfyller krav fra SVV og Norsk Standard.

Videre hadde det vært interessant å undersøke en eventuell reduksjon i materiale og tid dersom man hadde benyttet en annen brutype, som bue- eller sprengverksbru. Andre

bæresystem kunne også blitt benyttet. F.eks. én pilar i midten av dekket og/eller andre typer pilarer, som sirkulære eller ellipseformet. I tillegg kunne bruk av spennarmering blitt undersøkt, eventuelt pre-fabrikkerte bruelementer. Til slutt kunne et kvantum på utslipp av CO_2 -ekvivalenter mot de forskjellige brutypene vært vurdert.

Dette sagt er gruppen fornøyd med egen innsats basert på resultater og læringsutbytte. Det var mye nytt materiell å sette seg inn i og begrenset med tid. Alt i alt mener vi valgt løsning hadde vært et fornuftig valg for en gangbru over en vei.

Referanseliste

- [1] Statens Vegvesen, N400 Bruprosjektering, 2023.
- [2] Statens Vegvesen, Bruregistrering - Håndbok V440, 2023.
- [3] Statens Vegvesen, «Håndbok R762,» 2018. [Internett]. Available: <https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/handboker/hb-r762-prosesskode-2-05072018.pdf>. [Funnet 2 2023].
- [4] Statens vegvesen, N100 Veg- og gateutforming, 2022.
- [5] Statens vegvesen, V161 Brurekkverk, 2016.
- [6] Statens Vegvesen, «Jordskjelvdesign,» 2017.
- [7] S. I. Sørensen, Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter eurocode 2, Fagbokforlaget, 2013.
- [8] J. B. Husebø og T. E. Martinesen, Forfattere, *BYG106 Betongkonstruksjoner - Kursmateriell*. [Performance]. 2022.
- [9] Standard Norge, NS-EN 1990:2002+A1+AC+NA - Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, 2016.
- [10] Standard Norge, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger, 2019.
- [11] Standard Norge, «NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018: Allmenne laster - Snølaster,» 2003. [Internett].
- [12] Standard Norge, NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger, 2005.

- [13] Standard Norge, NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner; Del 1-5: Allmenne laster - Termiske påvirkninger, 2008.
- [14] Standard Norge, NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer, 2010.
- [15] Standard Norge, NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021 - Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger, 2021.
- [16] Standard Norge, NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 Eurokode 8 — Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning — Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger, 2021.
- [17] Standard Norge, NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011/NA:2014 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 2: Bruer, 2014.
- [18] Standard Norge, NS 3576-3:2012 Armeringsstål — Mål og egenskaper — Del 3: Kamstål B500NC, 2012.
- [19] T. Østmoen, Brubygging, NKI Forlaget, 2000.
- [20] History of Bridges, «Arch Bridges - Types of Arch Bridges,» 2023. [Internett]. Available: <http://www.historyofbridges.com/facts-about-bridges/arch-bridges/>. [Funnet 2 2023].
- [21] T. Y. Weiwei Lin, Bridge Engineering, Elsevier Science & Technology, 2017.
- [22] A. Kiel, Pedestrian Bridges - Ramps, Walkways, Structures, DETAIL, 2013.
- [23] NORSAR, «Jordskjelv i Norge,» [Internett]. Available: <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/jordskjelv-i-norge/>. [Funnet 14 4 2023].
- [24] NORSAR, «Vår dynamiske klode,» [Internett]. Available: <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/vaar-dynamiske-klode/>. [Funnet 14 4 2023].

- [25] SINTEF Byggforsk, «720.425 Reparasjon av riss og sprekker i betongkonstruksjoner,» 2022 .
- [26] G. Brosing, «Puddefjordsbruen,» Gustav Brosings samling - Universitetet i Bergen, Bergen, 1958.
- [27] P. K. Larsen, A. H. Clausen og A. Aalberg, Stålkonstruksjoner - Profiler og formler 3. utgave, Trondheim: Fagbokforlaget, 2017.