



Høgskulen
på Vestlandet

Bacheloroppgave

Sammenligning av buet og firkantet tunnelportal
Comparison of arched and quadrangular tunnel portal

Silje M. H. Selstad (577939)
Solveig Sandvik (577915)

Bacheloroppgave i bygg
Fakultet for ingeniør- og naturvitenskap
Veileder: Jan Bernt Husebø
20.05.2021
Antall ord: 14681

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

Denne bacheloroppgaven er vårt avsluttende arbeid på byggingeniørstudiet på Høgskulen på Vestlandet. Oppgaven er skrevet våren 2021, og inneholder en alternativ dimensjonering av konstruksjonen K1208 på Skanska sin entreprise d12 Fløen – Kronstad.

Bacheloroppgaven ble utviklet i samarbeid med Skanska, da de ønsket å se på fordelene og ulempene ved å benytte en buet tunnelportal fremfor en firkantet tunnelportal. Skanska ønsket å sammenligne anleggstid og mengder for de to ulike utformingene, og belyse hva forskjellene vil tilsvare i tid og kostnad.

Vi går retningen konstruksjonsteknikk, og ønsket i oppgaven å dimensjonere en buet tunnelportal for å utfordre oss selv. Ved å ha to fullverdige tunnelportaler kunne vi sammenligne mengder og utførelse, og se det i sammenheng med økonomi gjennom mengder og anleggstid, men også i forhold til miljø. Oppgaven har gitt oss innsikt i hvordan man dimensjonerer en buet tunnelportal, og hvordan man kalkulerer kostnader på en betongkonstruksjon.

Vi ønsker å rette en stor takk til Runar Tveit Hove og Olai Meland i Skanska for et godt samarbeid, og for tilgang til informasjon for å gjennomføre en mest mulig realistisk sammenligning. Vi ønsker også å takke foreleser Svein Rune Kleppe for hjelp i dimensjoneringsprogrammet Robot Structural Analysis.

Til sist vil vi gi en ekstra stor takk til vår veileder Jan Bernt Husebø fra HVL for å ha bidratt med sin kompetanse og refleksjoner.

Sammendrag

Hovedmålet med denne oppgaven er å belyse hvilke fordeler og ulemper det er ved å benytte firkantet eller buet utforming på en tunnelportal med hensyn til økonomi, tid og miljø. Uavhengig av konklusjonen er det ønskelig at resultatet skal kunne brukes som supplement ved valg av tunnelutforminger i fremtidige prosjekt.

I oppgaven er det tatt utgangspunkt i tunnelportalen K1208 på entreprisen d12 på byggetrinn 4 av bybanen i Bergen sentrum. K1208 er en firkantet kulvert for bybanen, hvor det er 8 meter overfylling på det meste. For å sammenligne buet og firkantet tunnelutforming er det dimensjonert en buet tunnelportal med samme dimensjoneringsgrunnlag som for K1208. Tverrsnittet er justert slik at det oppfyller kravene i bybanens tekniske regelverk. Ved valg av tunnelutforming er det tatt utgangspunkt i normalprofilet til bergtunnelen som tunnelportalen skal videreføres i. Tunnelportalen er i likhet med bergtunnelen dimensjonert med vertikale vegger og buet overbygning, til tross for at det konstruksjonsmessig er gunstigere med en jevn over bue på hele overbygningen.

Dimensjonering av den buede tunnelportalen er gjort i dimensjoneringsprogrammet Robot, og konstruksjonen er kontrollert i både bruddgrense og bruksgrense. Armeringen er beregnet for hånd og kontrollert for riss og skjærstrekkapasitet i BTSnitt. Basert på mengdene fra de ferdige tunnelportalene er det satt opp to kalkyler, hvor pris og timeverk for hver utforming er vist. Resultatet viser en besparelse på 9 167 974 kr, 8 816 timeverk og 534 tonn CO₂ ved å benytte en buet tunnelportal fremfor en firkantet.

I kalkylene er det tatt utgangspunkt i Skanska sine interne timeverk og enhetspriser. Det kan være små variasjoner i timeverk og enhetspriser mellom ulike entreprenører, men med en prisdifferanse på over 9 millioner kroner er det stor sannsynlighet for at det ville vært mest lønnsomt med en buet tunnelutforming uavhengig av entreprenør.

Konklusjonen er at det ville vært mest gunstig med en buet utforming på d12. Det er likevel en viss usikkerhet knyttet til konklusjonen da tverrvegger, utsparinger, nisjer og lignende elementer er utelatt i oppgaven.

Abstract

The primary purpose of this thesis is to enlighten the advantages and disadvantages regarding the use of a quadrangular or an arched shaped tunnel portal in terms of economics, time and environment. Regardless of the conclusion, it is desirable that the result could be used as a supplement when choosing tunnel shapes in future projects.

In this thesis is based on construction K1208 on the enterprise d12 in the fourth construction stage of Bybanen in the city centre of Bergen. K1208 is a quadrangular culvert with 8 meters of crumpling at the most. An arched shaped portal is designed, to be able to compare an arched and a quadrangular shape. The design of the arched portal is based on the same design procedure as K1208. The cross section is adjusted to fulfil the technical regulations set by Bybanen Utbygging, and the choice of design was based on the normal profile for the rock tunnel the portal will be continued in. The tunnel portal is designed with vertical walls and arched pavement, even though it is beneficial with an even arch for the whole pavement in terms of construction.

The dimensioning of the arched tunnel portal is executed in the software Robot, and the construction is controlled in both Ultimate Limit State and Serviceability Limit State. The reinforcement is calculated manually and has been controlled for crack width length and shear in BTSnitt. An estimation for cost and hours for each shape is presented where cost and hours for each shape is presented. The result shows savings equal to 9 167 947 kr, 8 816 hours and 534 tons CO₂ when using an arched portal instead of a quadrangular one.

The estimation is based upon Skanska's internal hours and prices. These numbers might vary between entrepreneurs, but with a price difference of over 9 million kroner it is likely that the arched shape would be profitable regardless of choice of entrepreneur.

The conclusion is that it would be most favourable with an arched shape on d12. However, there is a level of uncertainty regarding the conclusion because several elements in the construction are neglected in the thesis, for example transverse walls, mortises, niches and similar elements is neglected in the thesis.

Innholdsfortegnelse

Forord	1
Sammendrag	2
Abstract	3
Figurliste	9
1. Innledning.....	11
1.1 Prosjektet	11
1.2 Bakgrunn	12
1.3 Miljøløftet	13
1.4 Problemstilling	13
1.5 Avgrensinger	14
2. Metode	15
2.1 Programvarer	16
2.1.1 MathCAD.....	16
2.1.2 Robot Structural Analysis	16
2.1.3 Revit	16
2.1.4 Solibri	16
2.1.5 Ove Sletten BTSnitt.....	16
3. Teoretisk grunnlag.....	17
3.1 Plan og bygningsloven.....	17
3.2 Bybanen Utbygging Webforum	17
3.3 Eurokoder.....	17
3.4 Håndbok N400 Bruprosjektering	18
3.5 Håndbok R762 Prosesskode 2.....	18
4. Grunnforhold.....	19

4.1 Refraksjonsseismiske undersøkelser	19
4.2 Forurensede masser.....	19
4.3 Etablering av byggegrop	19
4.4 Tilbakefylling av masser	20
4.4.1 Transport av masser	22
4.5 Miljøtekniske undersøkelser	22
4.6 Grunnvannsstrømning	22
4.6.1 Anleggsfasen.....	23
4.6.2 Etter utførelse.....	23
5. Dimensjoneringsgrunnlag	24
5.1 Valg av tunnelutforming	24
5.2 Dimensjonerende brukstid	25
5.3 Pålitelighet og risiko.....	26
5.4 Grensetilstander	26
5.4.1 Bruddgrense	26
5.4.2 Bruksgrensetilstand	27
5.5 Betong.....	27
5.5.1 Lavkarbonbetong.....	28
5.5.2 Eksponeringsklasse og bestandighet.....	28
5.5.3 Fasthetsklasse.....	29
5.6 Armering	29
5.6.1 Overdekning	30
5.6.2 Armering i skjøter	31
5.6.3 Armering i fuger.....	31
5.7 Vanntett konstruksjon	31

5.8 Laster.....	32
5.8.1 Egenlast.....	32
5.8.2 Snølast	32
5.8.3 Karakteristisk overflatelast	32
5.8.4 Vertikalt jordtrykk.....	32
5.8.5 Horisontalt jordtrykk	35
5.8.6 Videre dimensjonering	36
6. Dimensjonering - Bruddgrense	37
6.1 Lastfaktorer.....	37
6.2 Lastkombinasjoner	38
6.3 Dimensjonerende krefter.....	40
6.3.1 Snitt.....	40
6.4 Momentdiagram	41
6.5 Hovedarmering	42
6.5.1 Hovedarmering overbygning.....	43
6.5.2 Hovedarmering vegger	44
6.6 Minimumsarmering	44
6.6.1 Minimumsarmering overbygning	44
6.6.2 Minimumsarmering vegger	45
6.7 Lengde armeringsjern tverrarmering.....	45
6.7.1 Lengdearmering	46
6.8 Bunnsåle.....	46
6.9 Skjærarmering.....	48
6.9.1 Fundament.....	49
6.9.2 Avtrapping av skjærarmering	49

6.9.3 Valg av skjærarmering	50
6.10 Omskjøt og forankringslengde	51
6.11 Feilmarginer i Robot Structural Analysis	52
7. Dimensjonering - Bruksgrense	53
7.1 Bruksgrensetilstander	53
7.2 Rissviddekontroll	54
7.2.1 Bruksgrensetilstand	55
7.2.2 Rissvidde krav	55
7.2.3 BTSnitt	55
7.3 Deformasjoner	58
7.3.1 Karakteristisk tilstand	58
7.3.2 Tilnærmet permanent	59
7.3.4 Hensyn til deformasjon	60
8. Armeringstegning og bøyeliste	61
8.1 Armeringstegning	61
8.2 Bøyeliste	62
9. Mengder buet og firkantet tunnelportal	64
9.1 Erfaringstall fra tidligere prosjekt	64
9.2 Buet tunnelportal	65
9.2 Mengder per prosess	65
9.2.1 Timeverk	65
9.2.2 Økonomi	66
9.2.3 Utelatte poster	67
10.1 Betong	68
10.2 Armering	69

10.3 Forskaling	69
10.4 Skjøtt og fuge.....	70
11. Drøfting.....	72
12. Konklusjon	74
13. Forslag til videre arbeid.....	75

Figurliste

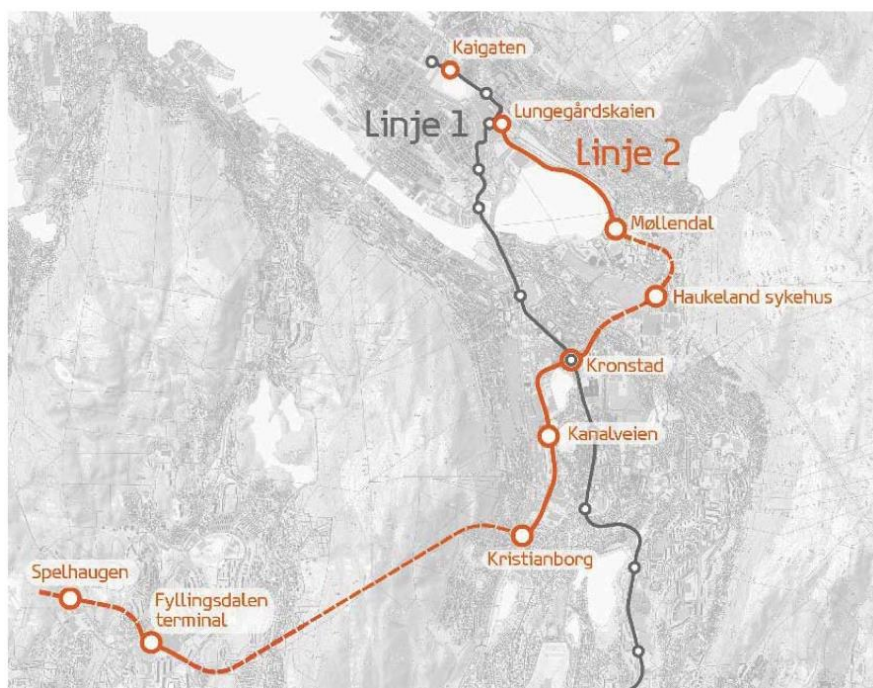
Figur 1: Oversikt strekninger på byggetrinn 4 av utbygging av bybanen (Holte Consulting, 2017).	11
Figur 2: Utklipp av nåværende firkantet portal i Solibri. Hentet fra Webforum, modell K1208.	12
Figur 3: Utklipp av nåværende firkantet portal i tverrfaglig modell i navisworks.	12
Figur 4: Utklipp av det generelle tverrsnittet på nåværende firkantet portal i Solibri.	14
Figur 5: Bilde fra byggegruppen på d12. Bildet er tatt 14.03.2021.	20
Figur 6: Oversikt over tilfelle 1 og tilfelle 2 i tilbakefyllingsplanen. (Sweco, 2020d)	21
Figur 7: Skisse over tilbakefyllingslag tegnet i ppt. Tilfelle 2. (Sweco, 2020d)	21
Figur 8: Oversikt grunnvannsstrømning i området der tunnelportalen skal bygges, utarbeidet 2018.	23
Figur 9: Normalprofil bergtunnel under Haukeland. (Sweco, 2019i)	24
Figur 10: Skisse mål nåværende firkantet portal.	24
Figur 11: Utklipp av buet tunnelportal fra Solibri.	25
Figur 12: Skisse av normalprofil med sikkerhetssoner.	25
Figur 13: Skisse tegnet i ppt. Viser overfyllingshøyde i ulike etapper.	33
Figur 14: Skisse vertikalt jordtrykk	33
Figur 15: Oversikt koordinater brukt i beregning av vertikalt og horisontalt jordtrykk i tabell 6.	34
Figur 16: Vertikalspenninger jordtrykk inkl. grunnvann	34
Figur 17: Skisse horisontalt jordtrykk	35
Figur 18: Horisontalspenninger jordtrykk inkl. grunnvann	35
Figur 19: Skisse over skjevfordelinger av løsmasser på en side, overflatelast og siloeffekt.	36
Figur 20: Utklipp av modell i Robot.	37
Figur 21: Figurene viser definerte snitt på buet tunnelportal. Hentet fra modell i Solibri.	40
Figur 22: Dimensjonerende momentdiagram snitt 4 ULS 1.	41
Figur 23: Dimensjonerende momentdiagram snitt 1 og	41
Figur 24: Dimensjonerende momentdiagram snitt 3 ULS 3.	41
Figur 25: Dimensjonerende momentdiagram snitt 2 ULS 4	41
Figur 26: Utdrag beregning av nødvendig tverrarmring i snitt 2.	44
Figur 27: Skisse over dimensjonerende momentdiagram i ulike deler av tverrsnittet.	45
Figur 28: Utklipp viser utstikk på fundamentet	47
Figur 29: Skisse over beregningsmessig fundament.	47
Figur 30: Skisse over dimensjonerende skjærkraftdiagram i ulike deler av tverrsnittet.	50
Figur 31: Utklipp modell i Robot. Viser feilmarginer i modellering.	52
Figur 32: Utklipp modell i Robot. Viser maks nedbøyning i bruksgrense i karakteristisk tilstand.	58
Figur 33: Utklipp modell i Robot. Viser maks	59

Figur 34: Utrekning forhold mellom korttids og langtids _____	59
Figur 35: Beregning maks nedbøyning i tilnærmet permanent. _____	60
Figur 36: Armeringstegning med valgt armering. _____	61
Figur 37: Bøyeliste tilhørende armeringstegning DEL 1. _____	62
Figur 38: Bøyeliste tilhørende armeringstegning DEL 2. _____	63

1. Innledning

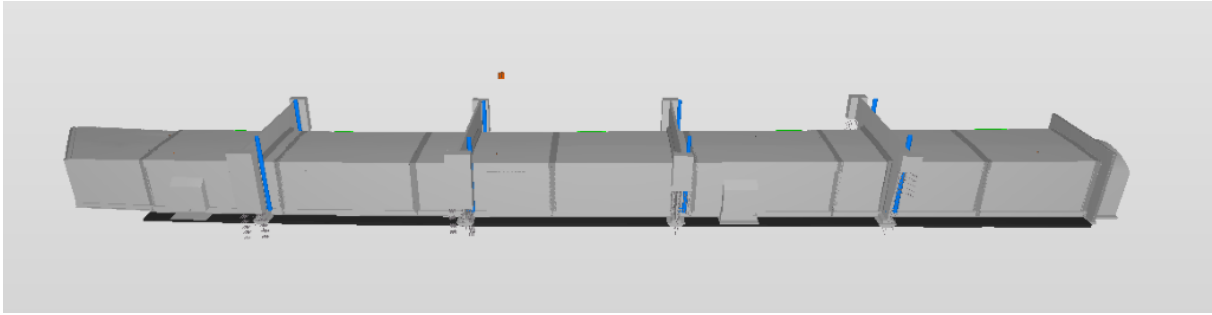
1.1 Prosjektet

Utbyggingen av bybanen byggetrinn 4 mellom Byparken og Fyllingsdalen skal etter planen stå ferdig i 2022/2023, se figur 1 (Bergen kommune, 2015). Byggetrinn 4 er delt i fire etapper, hvor Skanska er entreprenør for delstrekning 1, d12 Fløen - Kronstad. Strekningen er 2,2 kilometer lang, hvorav 1,4 km er i tunnel. Tunnelen går fra Kronstad, opp til Haukeland Universitetssykehus og ned til Fløen i Møllendal. Resterende del av strekningen vil gå langs Store Lungegårdsvann og inn til knutepunktet på Lungegårdskaien.

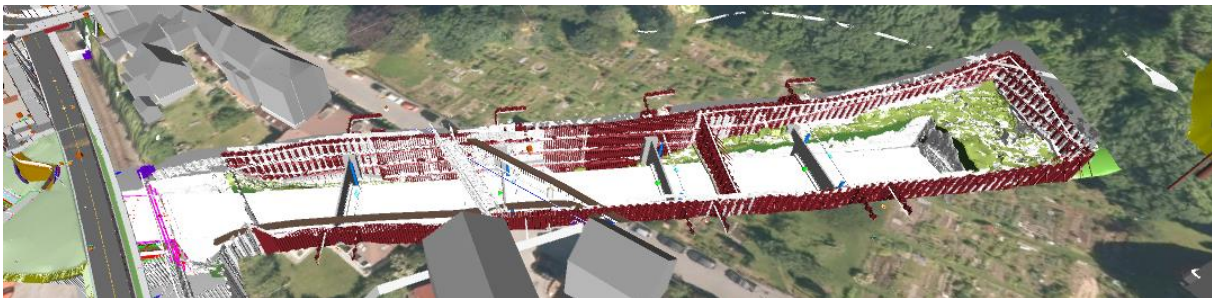


Figur 1: Oversikt strekninger på byggetrinn 4 av utbygging av bybanen (Holte Consulting, 2017).

Bybanen skal bidra til å avlaste Bergen sentrum for gjennomgangstrafikk mellom bydelene. Ved utbedring av transportstrekningen er det økt fokus på byutvikling, slik at man kan tilby beboerne et kapasitetssterkt og effektivt transportsystem (Tryti, 2017, s.10). Tunnelportalen K1208 skal etableres i Fløen i Møllendal, og er starten på tunnelen til Kronstad. Det er valgt å benytte en cut & cover løsning ved etablering av tunnelportalen da det ikke er nok fjelloverdekning i området til vanlig tunneldriving, se figur 2 og 3. Ved cut & cover etableres det først en byggegrop med spuntvegger som hindrer løsmasser i å falle inn i byggegropen under etablering av tunnelportalen. Etter ferdigstillelse av konstruksjonen tilbakefylles det med masser til opprinnelig terrengøyde.



Figur 2: Utklipp av nåværende firkantet portal i Solibri. Hentet fra Webforum, modell K1208. Utklipp tatt 16.04.21 (Sweco,2021g).



Figur 3: Utklipp av nåværende firkantet portal i tverrfaglig modell i navisworks. Viser tunnelportalen og omkringliggende forhold. Utklipp tatt 16.04.21 (Webforum, 2021).

1.2 Bakgrunn

Ved nærmere gjennomgang av bygging av selve konstruksjonen høsten 2020 har det vist seg å være svært tidkrevende å bygge tunnelportalen. Tidsrammen er kort, og med kun en tilkomstvei inn til portalen er det vanskelig å bygge flere etapper samtidig. Bybanen Utbygging har i sin *Prosjektering og Utbyggingsveileder* angitt at "Bybanen skal ha gjennomgående firkantede portaler" (Bybanen Utbygging, 2011a, s.11). Videre angis det at man kan benytte buet portal så lenge det ikke er synlig fra utsiden, slik det er gjort på byggetrinn 1 på Fantofttunnelen og Tveiteråstunnelen. Dette samsvarer med krav i bybanens tekniske regelverk punkt B.2.3.5.

Bybanen er et offentlig prosjekt, og kostnadsbesparelse gjennom effektivisering av byggeprosessen er av stor interesse. Ved å benytte en buet form blir konstruksjonen sterkere og kan bære mer last (Øderud & Nordahl, 2020). Buen fører lasten ned i sideveggene i form av trykk, og kan på denne måten bære mer med tynnere konstruksjonsdeler ettersom armert betong tåler mye trykk. Bakgrunnen for oppgaven er å se på eventuelle fordeler ved å benytte buet tunnelportal, slik at man ved videre utbygging av bybanen kan benytte den mest optimale tunnelutformingen.

1.3 Miljøløftet

Etablering av bybanen er en del av Miljøløftet i Bergen kommune, som er et samarbeid mellom staten, fylket og kommunen (Miljøløftet, u.å.). Miljøløftet skal i de neste 20 årene bidra til effektiv og miljøvennlig byutvikling, og det er planlagt å investere 30 milliarder kroner i tilknytning Miljøløftet. Byggherren, Bybanen Utbygging, er med på å løfte infrastrukturen i Bergen ved å effektivisere kollektivtilbudet på en fornybar og innovativ måte. FN's klimamål har stått sentralt i Bybanen Utbygging sin visjon om bærekraftig utbygging og optimalisering av infrastruktur for å gjøre kollektivtransporten mer attraktiv (Bybanen AS, u.å.a).

Miljøhensynet skal ivaretas både i utbyggings- og driftsfasen, og innebærer bruk av fornybar energi og effektiv ressurs- og arealutnyttelse (Bybanen AS, u.å.a). Kravene for miljø er utarbeidet med hensyn på klima- og miljøpåvirkning fra utbygging, og drift i anleggsfasen. Betong, armeringsstål og drift av anleggsmaskiner står for mesteparten av klimagassutslippene, og hovedfokuset til Bybanen Utbygging er å kutte utslippet tilknyttet disse parameterne (Bybanen Utbygging, 2017b, s.6). I vurderingen av hvilken tunnelportal som hadde vært mest gunstig må det tas hensyn til hvilken løsning som vil resultere i lavest klimagassutslipp, for å sikre at miljøløftet ivaretas.

1.4 Problemstilling

Denne bacheloroppgaven består av en alternativ dimensjonering av tunnelportalen K1208 i Fløen. Hensikten med oppgaven er å sammenligne mengder og gjennomføring for to ulike konstruksjonstyper, og se hva som er mest gunstig for entreprenør og byggherre. Konstruksjonene vurderes i lys av tid og økonomi, i tillegg til miljøhensyn som er en viktig faktor for Bybanen Utbygging (Bybanen AS, 2017b, s.3). Etter ønske fra Skanska og i samråd med veileder, har vi utarbeidet følgende problemstilling:

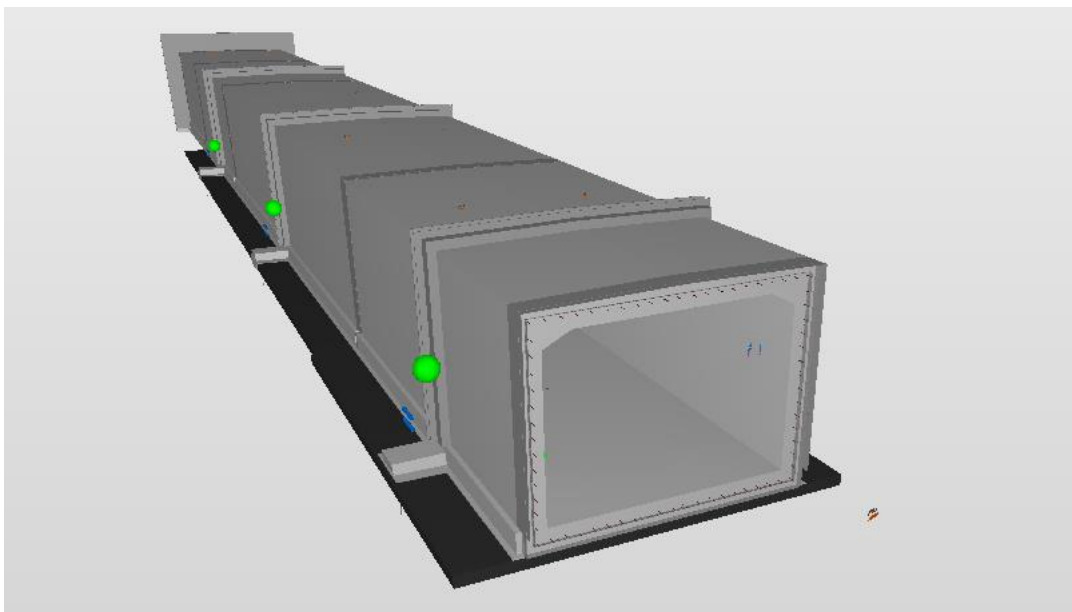
“Er det gunstigere med buet eller firkantet tunnelportal på d12 Fløen - Kronstad? “

1.5 Avgrensinger

Oppgaven tar for seg hele tunnelportalen på 150 meter, men avgrenses til de nærliggende forholdene. Det er valgt å ikke gå i detalj på mengder og gjennomføring av spuntvegger, utgraving av masser, sprengning av berg eller tilbakefylling av masser utover det som trengs for å gi en oversikt over dimensjoneringsgrunnlaget. De nevnte delene av cut & cover vil være relativt like uavhengig av konstruksjonstype, og dermed ikke påvirke konklusjonen i nevneverdig grad.

I oppgaven er det valgt å se bort ifra tverrvegger, tunnelinnløp, nisjer, utsparinger og portalinngang. Oppgaven begrenses til det generelle tverrsnittet på tunnelportalen, som vil gi en god pekepinn på hvilken løsning som er mest gunstig da det står for over 85% av den totale betongmengden. Avgrensningene er valgt for å begrense omfanget av oppgaven.

Ved sammenligning av ulike utforminger er det tatt utgangspunkt i nåværende firkantet tunnelportal dimensjonert av Sweco. Det er ikke gjort egne beregninger for denne portalen, og det er i hovedsak 3D modellen fra Solibri som har fungert som grunnlag for uthenting av mengder for firkantet tunnelportal. Vurderinger, krav og valg i dimensjoneringen kan dermed vike fra våre betraktninger, som er med på å skape en usikkerhet i sammenligningen. Figur 4 viser det generelle tverrsnittet på nåværende firkantet tunnelportal K1208.



Figur 4: Utklipp av det generelle tverrsnittet på nåværende firkantet portal i Solibri. Hentet fra Webforum Utklipp tatt 16.04.21 (Sweco,2021g).

2. Metode

Bacheloroppgavens troverdighet avhenger av valgt metode, teori og kilder. Vi har brukt egen kunnskap opparbeidet gjennom byggingeniørstudiet, og kombinert dette med relevante kilder. Vi har valgt å dele arbeidet inn i tre faser, hvor ulik teori benyttes.

I første fase hentet vi inn informasjon om forholdene rundt tunnelportalen, for å få oversikt over forutsetninger og dimensjoneringsgrunnlag. Her ble det benyttet offentlige dokumenter fra Bybanen Utbygging og konsulentrapporter fra eksterne aktører. Vegvesenets håndbok N400 og teoribøker ble brukt som supplement for å utforme en tunnelportal innenfor Bybanen Utbygging sine krav. Endelig utforming ble tegnet i Autodesk Revit.

I andre fase ble alle beregningene utført. Modellen ble tegnet i Robot Structural Analysis, slik at vi kunne beregne dimensjonerende krefter ved ulike lastkombinasjoner. Beregning av laster ble gjort etter erfaringer fra Jan Bernt Husebø fra tilsvarende prosjekt, mens selve dimensjoneringen ble basert på håndbok N400, håndbok V220 og Eurokodene.

I siste fase ble den firkantede og den buede tunnelportalen sammenlignet i kalkyler. Kalkulatør i Skanska, Olai Meland, bidro med erfaringstall fra tidligere prosjekt med buet tunnelportal for å sikre at sammenligningen ble mest mulig realistisk. Sammenligningen ble basert på vegvesenets håndbok R762, hvor Skanska sine interne timeverk og enhetspriser per post ble benyttet. Timeverk og enhetspriser er interne tall, og av hensyn til konfidensialitet er det kun totalsum som er vist i sammenligningen. Det legges til grunn at konklusjonen i oppgaven kan variere mellom ulike entreprenører, men at resultatet gir en god pekepinn på hvilken løsning som er mest lønnsom.

2.1 Programvarer

2.1.1 MathCAD

MathCAD er brukt til enkle beregninger som ikke krever et avansert dimensjoneringsprogram. Håndberegninger er ført inn i MathCAD for god oversikt og struktur (MathCAD, u.å.).

2.1.2 Robot Structural Analysis

Dimensjonerende krefter på tunnelportal er beregnet i Robot Structural Analysis. Det er valgt å benytte Robot fordi det er et brukervennlig program hvor man enkelt kan sette sammen ulike lastkombinasjoner for å finne dimensjonerende krefter (Autodesk, u.å.a). I oppgaven brukes det gjennomgående forkortelsen Robot for å henvise til beregningsprogrammet.

2.1.3 Revit

Revit er benyttet for å tegne den buede tunnelportalen. I Revit ble avstander og sikkerhetssoner i tverrsnittet kontrollert. Revit ble benyttet fremfor Robot til å presentere modellen i 3D fordi det er et mer nøyaktig modelleringsprogram (Autodesk, u.å.b).

2.1.4 Solibri

Mengdene til de ulike tunnelutformingene er hentet ut i Solibri. Det er valgt å bruke Solibri fordi man enkelt kan måle avstander og hente ut armeringsmengder (Solibri, u.å.).

2.1.5 Ove Sletten BTSnitt

Rissviddekontroll og beregning av skjærarmering er gjort i programmet BTSnitt. Ved bruk av BTSnitt er brukerhåndbok versjon 6.0 brukt for å få en oversikt over beregningsgrunnlaget (Sletten, 2009).

3. Teoretisk grunnlag

3.1 Plan og bygningsloven

Plan og bygningsloven skal sikre bærekraftig utvikling, og gir føringer for effektiv og rasjonell arealplanlegging (Plan- og bygningsloven, 2008). Loven er overordnet alle andre byggesaksregler, og gjelder all aktivitet og virksomhet knyttet til fast eiendom. Utbyggingen av bybanen er godkjent med hjemmel i plan- og bygningsloven, og det vil av den grunn ikke legges vekt på plan- og bygningsloven ved videre prosjektering (Berg, A, 2017).

3.2 Bybanen Utbygging Webforum

Informasjon om bybanen er hentet fra Bybanen Utbygging sitt Webforum. Webforum inneholder både offentlige dokumenter fra Bybanen Utbygging, i tillegg til konsulentrapporter fra eksterne aktører. Alle kildene hentet fra Webforum anses å være troverdige kilder da de enten er fra offentlige etater eller fra sertifiserte bedrifter.

3.3 Eurokoder

Eurokodene er et sett standarder som i utgangspunktet gjelder likt over hele Europa (Norsk Standard, u.å.a). Standardene brukes for å sikre at prosjektering og bæreevne av konstruksjoner er tilstrekkelig dokumentert, og legger grunnlaget for all dimensjonering. Uthevede standarder i tabell 1 er benyttet i dimensjoneringen av tunnelportalen.

Eurokoder		
EN-1990	Eurokode 0	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016
EN-1991	Eurokode 1	Laster på konstruksjon NS-EN 1991-1-1 :2002+NA:2008
EN-1992	Eurokode 2	Prosjektering av betongkonstruksjoner NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018
EN-1993	Eurokode 3	Prosjektering av stålkonstruksjoner
EN-1994	Eurokode 4	Prosjektering av samvirkekonstruksjoner for stål og betong
EN-1995	Eurokode 5	Prosjektering av trekonstruksjoner
EN-1996	Eurokode 6	Prosjektering av murkronekonstruksjoner
EN-1997	Eurokode 7	Geoteknisk prosjektering NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020
EN-1998	Eurokode 8	Prosjektering av konstruksjoner i jordskjelvområder
EN-1999	Eurokode 9	Prosjektering av aluminiumskonstruksjoner

Tabell 1: Oversikt Eurokoder (Norsk Standard, u.å.a).

3.4 Håndbok N400 Bruprosjektering

Håndbok N400 gjelder for brokonstruksjoner med dimensjonerende brukstid på 100 år (Statens vegvesen, 2016a). Håndboken stiller krav til offentlig prosjektering av broer, støttemurer og løsmassetunneler. N400 stiller ofte mer detaljerte og strengere krav enn Eurokodene, og vil gå foran ved beregninger. Håndbok N400 har hjemmel i vegloven § 13, og danner hovedgrunnlaget for prosjekteringen av den buede tunnelportalen (Veglova, 1963).

3.5 Håndbok R762 Prosesskode 2

Håndbok R762 inneholder «Standard beskrivelse for bruer og kaier» (Statens vegvesen, 2018b). Håndboken har prosesskoder knyttet til alle deler av betongarbeidet og er brukt ved uthenting av mengder. Prosesskodene er videre brukt til å sammenligne buet og firkantet utforming ved bruk av en kalkyle for timeverk og en kalkyle for totalpris.

4. Grunnforhold

Geotekniske undersøkelser for strekningen d12 ble gjort av firmaet Golder Associates i tidsperioden august 2015 til november 2018 (Sweco, 2016a, s.48). Grunnundersøkelsene gav en oversikt over grunnforholdene i området rundt tunnelportalen slik at man nøye kunne planlegge gjennomføringen av cut & cover.

4.1 Refraksjonsseismiske undersøkelser

Det kommer frem av rapporten til Golder Associates at områdene i Fløen og Møllendal har en avstand ned til fjell på 2 - 15,5 meter. Den lave bergoverflaten utelukker vanlig tunneldriving, og er hovedårsaken til at det er valgt en cut & cover-løsning på tunnelportalen.

4.2 Forurensede masser

Bergen kommune har utarbeidet et aktsomhetskart hvor områder som er utsatt for forurensede masser er kartlagt (Sweco, 2016a, s.48). Ved prosjektering var det dermed antatt at området hadde forekomst av forurensede masser. Delstrekning 1 ligger i aktsomhetskategori 1 og 2, som tilsier at området høyst sannsynlig har forurenset grunn og at det kreves en tiltaksplan for utgravingen. Ved videre grunnundersøkelser er det derimot fastslått at de stedlige massene ikke er forurenset, og at de kan brukes ved tilbakefylling av masser over tunnelportalen (Sweco, 2018b, s.1).

4.3 Etablering av byggegrop

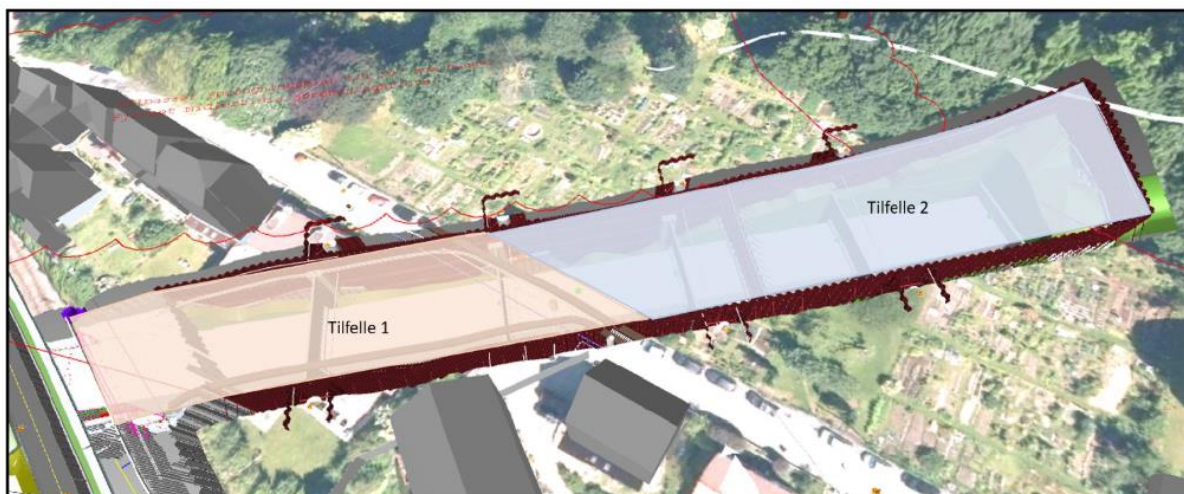
Byggegroppen hvor tunnelportalen skal bygges ble etablert i 2019/2020 ved utgraving av løsmasser og sprengning av fjell. Rørspunt ble satt opp på begge sider for å holde terrenget på plass i byggeperioden som vist i figur 5. Bergarten som ble sprengt er mylonittgneis, og det ble ikke kartlagt noen miljøutfordringer ved sprengning av denne bergarten (Sweco, 2018b, s.9). Byggegroppen er over 150 meter lang, 22 meter bred og opp mot 18 meter dyp.



Figur 5: Bilde fra byggegropen på d12. Bildet er tatt 14.03.2021.

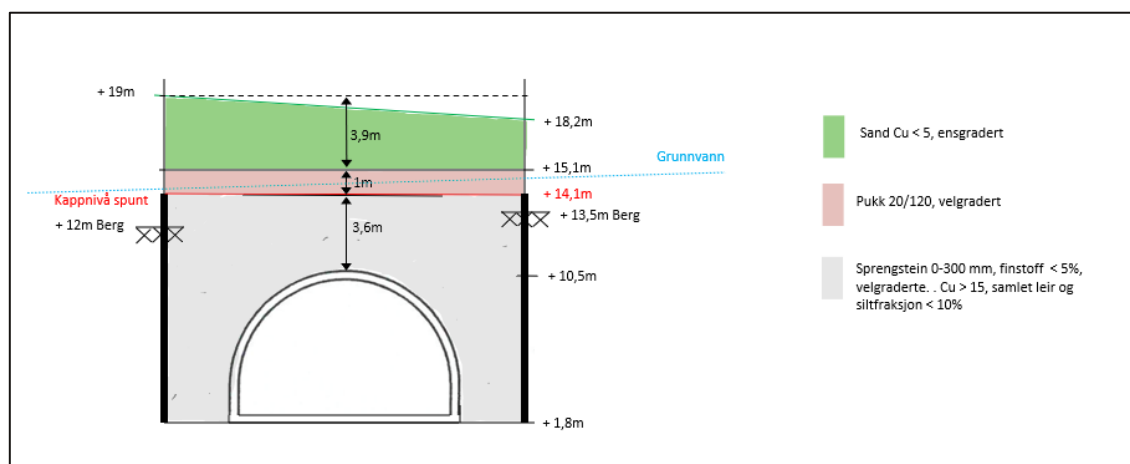
4.4 Tilbakefylling av masser

Etter ferdigstilling av tunnelportalen, skal det tilbakefylles med masser. Byggegroppen øker i dybden innover mot Ulriken, og det er derfor satt opp to tilfeller for tilbakefylling, se figur 6 (Sweco, 2020d, s.4). I tilfelle 1 benyttes det sprengstein 0-3mm < 5 % finstoff fra traubunn og til 4 m over overbygningen. Deretter fylles det på med 1 m drenerende pukk 20/120. I tilfelle 2 vil det være stedlige masser fra traubunn og opp til kappnivå spunt, før det også her vil være 1 m drenerende pukk 20/120. I begge tilfellene legges det fiberduk klasse 3 over de drenerende massene, før det fylles over med stedlige masser til angitt terrenghøyde. Det er viktig at de drenerende massene legges i kappnivå spunt for å sikre gjennomstrømning av grunnvannet på tvers på tunnelportalen. Ved dimensjonering er det tatt utgangspunkt i 8 m overfylling, som ligger i tilfelle 2 i tilbakefyllingsplanen, se figur 7.



Figur 6: Oversikt over tilfelle 1 og tilfelle 2 i tilbakefyllingsplanen. (Sweco, 2020d)

Øverste tilbakefyllingslag over tunnelportalen er stedlige masser. Her brukes de samme massene som ble hentet ut fra byggegropen. Massene består av ensgradert sand med korngraderingstall $C_u < 5$ (Sweco, 2020d, s.2). Massene er vurdert som lite komprimerbare med høy permeabilitet. Høy permeabilitet betyr at alle kornene er av lik størrelse slik at vann kan strømme gjennom (Aarhaug, 1984, s.24).



Figur 7: Skisse over tilbakefyllingslag tegnet i ppt. Tilfelle 2. (Sweco, 2020d)

4.4.1 Transport av masser

Transport av løsmasser og drift av anleggsmaskiner vil stå for store deler av klimagassutslippet tilknyttet cut & cover. Mengden løsmasser som brukes ved tilbakefylling er avgjørende for drivstoff- og tidsforbruk, da det i hovedsak er transport av løsmasser som bruker diesel. Bybanen Utbygging har satt krav om fossilfri byggeplass og Skanska har valgt å benytte biodiesel for anleggsmaskiner (Bybanen Utbygging, 2017b, s. 7). Utslipp tilknyttet transport av løsmasser vil i stor grad være lik uavhengig av tunnelutforming og er ikke med i sammenligning av firkantet og buet tunnelportal.

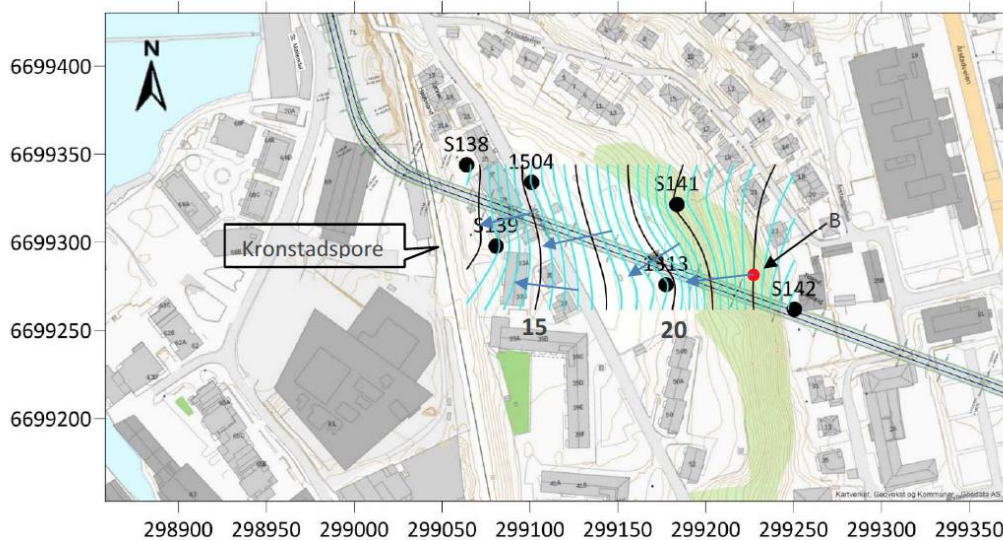
4.5 Miljøtekniske undersøkelser

Parallelt med grunnundersøkelsene ble det utført miljøtekniske undersøkelser av Golder Associates hvor vannkvalitet og vannmengde ble vurdert (Sweco, 2018c, s.15). Undersøkelsen viste at grunnvannet i området i utgangspunktet er rent, men at det er stor fare for forurensning fra byggegropsvann og produksjonsvann fra tunneldriving. Forurensning i byggegropen kommer i hovedsak fra anleggsaktiviteter, men det må tas høyde for forurensning fra løsmasser. For å ta høyde for forurensning i vannet er det etablert en pumpesynk i bunn av byggegropen som samler opp og renser vannet før det slippes ut i Store Lungegårds vann.

4.6 Grunnvannsstrømning

I den miljøtekniske rapporten er det fastslått at store deler av tunnelportalen vil ligge under grunnvannstand, og at byggegropen kan hindre grunnvannets naturlige trasé i området.

Det er gitt krav om tetting av spuntveggene for å unngå inntrengning av vann i byggegropen, da det kan føre til grunnvannsenkning i området (Sweco, 2019c, s.35). Grunnvannsenkning kan føre til setninger på bebyggelse i området rundt byggegropen, og det er gitt krav om nøye overvåking av grunnvannet både i anleggsfasen og ved ferdig utførelse av cut & cover. En oversikt over grunnvannsstrømning i området er vist i figur 8.



Figur 8: Oversikt grunnvannsstrømning i området der tunnelportalen skal bygges, utarbeidet etter målinger gjort i september 2018. Avstand mellom svarte koter er 2,5m (Sweco, 2019c).

4.6.1 Anleggsfasen

Spuntveggene i byggegropen sperrer grunnvannets naturlige trasé i området over tunnelportalen i byggeperioden. Spuntveggene leder vannet i området nord for portalen ned til Kronstadsporet, hvor det kan oppstå for store mengder vann. I området sør for tunnelportalen er det fare for at byggegropen sperrer vanntilførselen fra høyere områder, som videre kan føre til grunnvannssenkning. I anleggsfasen kan det være nødvendig å overføre vann fra området nord for tunnelportalen til sør for portalen for å opprettholde grunnvannsstanden. I byggefasen kontrolleres grunnvannet ved hjelp av setningsmålere som er satt på bebyggelse i området rundt byggegropen (Sweco, 2019c, s.61).

4.6.2 Etter utførelse

Etter kapping av spunt og tilbakefylling av masser vil tunnelportalen fungere som en drensgrøft i området da sprengstein har lavere permeabilitet enn de stedlige massene over portalen. Laget med pukk over sprengsteinen har høy permeabilitet, og dette inkludert fiberduken over skal sikre at grunnvannet kan strømme i sin naturlige trasé på tvers over portalen. Langs portalen etableres det fire tverrvegger med pumpekum som utføres som tette betongpropper. Når disse fylles opp vil grunnvannet strømme over portalen, og man unngår at grunnvannet strømmer ned langs sideflatene til portalen. Tverrveggene er boltet til fjell, og holder tunnelportalen fast i tverretning. Beregninger av oppdrift vurderes ikke videre som følge av at konstruksjonen er fastholdt av tverrveggene (Sweco, 2018b, s.5).

5. Dimensjoneringsgrunnlag

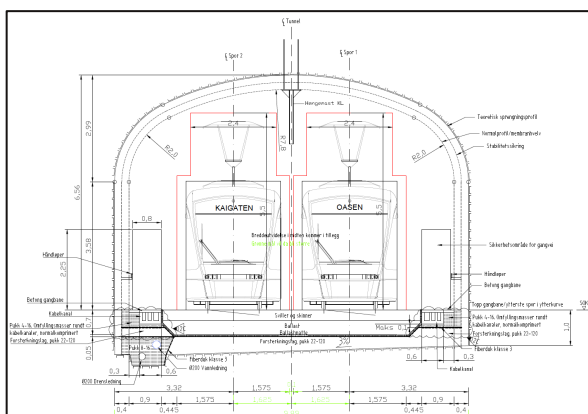
5.1 Valg av tunnelutforming

Teknisk regelverk for bybanen angir krav til dimensjonering av tunnelportaler. Bybanen trenger en minstehøyde på 5300 mm, i tillegg til ekstra høyde for kontaktledningssystemet som tilfører strøm til bybanen, se figur 9 (Teknisk sjef, 2019, s.50). Regelverket angir en anbefalt takhøyde på 5500 mm for tunneler og tunnelportaler.

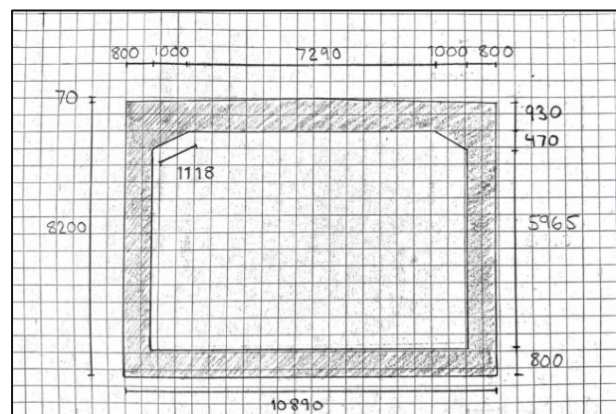
Videre er det i teknisk regelverk B.2.2.5 gitt følgende krav for tunnelportaler:

- Gangbane på begge sider av bane med minste bredde 800 mm
- Gangbane legges 2020 mm fra spormidtd, samme høyde som topp sporskinne
- Klaring over gangbane skal være minst 2250 mm
- Gangbanen skal ligge på nivå med nærmeste skinnetopp

Ved utforming av buet tunnelutforming er det tatt utgangspunkt i bredden på nåværende tunnelportal med rektangulært tverrsnitt. Bybanens designhåndbok legger vekt på like utforminger, og det er videre valgt å bruke normalprofilen til bergtunnelen under Haukeland for å utforme tunnelportalen. Grunnlag for valg av tunnelutforming er vist i figur 9 og 10.



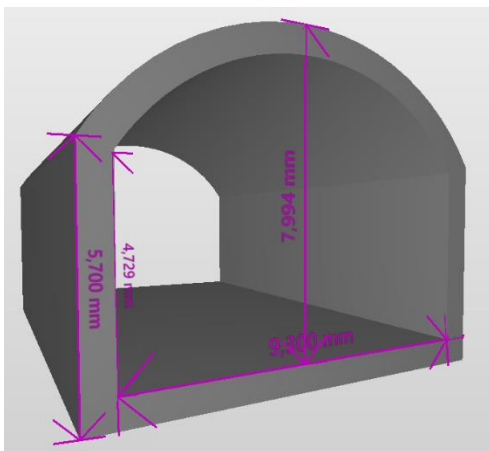
Figur 9: Normalprofil bergtunnel under Haukeland. (Sweco, 2019i)



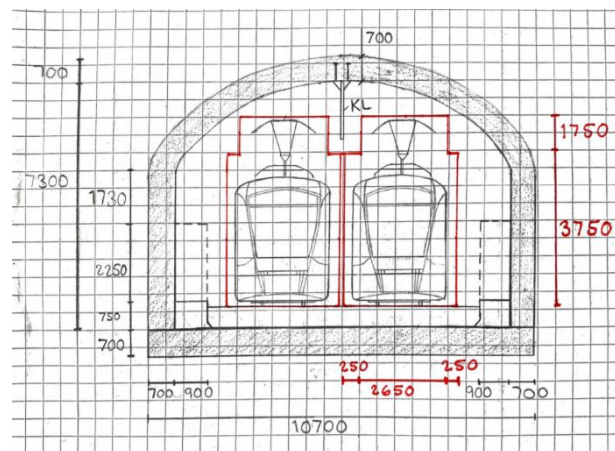
Figur 10: Skisse mål nåværende firkantet portal. (Sweco, 2021g)

Figur 11 og 12 viser valgt normalprofil for buet tunnelportal i 2D og 3D. Avstander og mål er nøyaktig kontrollert i modell av buet tunnelportal i Revit. I likhet med bergtunnelen er det valgt å benytte rette sidevegger på nedre del av portalen, før det går over til en buet overbygning. Overgangen mellom vegg og bue vil være noe skarpere enn den er for bergtunnelen. Dette er gjort for å gjøre dimensjoneringen i Robot lettere gjennomførbare. En overbygning med kantet overgang mellom vegg og bue vil få større strekk i tverrsnittet og må dimensjoneres for høyere moment. En jevnere overgang mellom vegg og bue vil med stor sannsynlighet være sterkere, og det legges til grunn at dersom man velger å benytte en buet overbygning i reelle prosjekt bør overgangen mellom vegg og bue være jevn.

Nåværende firkantet portal har en veggtykkelse på 800 mm. Det er valgt å benytte en veggtykkelse på 700 mm ved dimensjonering av den buede tunnelportalen da kjent teori peker mot at en buet konstruksjon vil være sterkere. (Øderud & Nordahl, 2020)



Figur 11: Utklipp av buet tunnelportal fra Solibri.



Figur 12: Skisse av normalprofil med sikkerhetssoner.

5.2 Dimensjonerende brukstid

Teknisk regelverk for bybanen punkt B.2.3.5.3 presiserer at “kulverter skal betraktes som broer i traséen”. Dimensjonerende brukstid for anleggskonstruksjoner er etter NS-EN 1990-1-1 tab. 2.1 100 år, som er gjeldende for den aktuelle tunnelportalen.

5.3 Pålitelighet og risiko

Teknisk forskrift §10-2(2) angir at alle bygg skal prosjekteres med tilstrekkelig stabilitet, stivhet og sikkerhet mot brudd (Teknisk forskrift, 2017a, §10-2). Forskriften henviser videre til pålitelighetsklasser i standarden, med kriterier for risiko og feil. NS-EN 1990 tabell NA. A1(901) angir pålitelighetsklasse 3 for «Veg og jernbanebruer». Standarden angir videre at ved “Grunn- og fundamenteringsarbeider i kompliserte tilfeller” må pålitelighetsklasse 2 til 4 vurderes ut ifra omkringliggende forhold. Den buede tunnelportalen vurderes til pålitelighetsklasse 3 i likhet med nåværende firkantet tunnelportal (Sweco, 2019e).

5.4 Grensetilstander

Ved dimensjonering skilles det mellom ulike grensetilstander (Norsk Standard, 2016b, kap. 3). De ulike tilstandene er brudd-, bruks-, utmattings og ulykkesgrensetilstand. I denne oppgaven vil det kun bli gjort rede for brudd- og bruksgrense da disse vil være mest kritiske for dimensjoneringen. Ytterligere dimensjonering av de to resterende grensetilstandene må gjennomføres dersom prosjekteringen skal være innenfor alle krav.

5.4.1 Bruddgrense

Dimensjonering i bruddgrense skal sikre menneskers sikkerhet, i tillegg til konstruksjonens sikkerhet (Norsk Standard, 2016b, kap. 3.3). Grensetilstanden er knyttet til direkte konstruksjonssvikt, og innebærer beregning av dimensjonerende tverrsnittskrefter i tverretning. Lastfaktorene er gitt i NS-EN 1990 5.1(1), se tabell 2, hvor de mest ugunstige lastkombinasjonene legger grunnlaget for dimensjoneringen. Utfyllende verdier for geotekniske laster er hentet fra nasjonalt tillegg NA. A2.3.1(5) i rettingsblad A1/A2.

Dimensjoneringssituasjonen	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster
EQU Global likevekt (Sett A)	1.2/0.9 ¹⁾	1.5	1.5 ψ_0
STR/GEO Kapasitet (Sett B)	1.35/1.0 ¹⁾	1.5 ψ_0	1.5 ψ_0
L. 6.10.a	1.2/1.0 ¹⁾	1.5	1.5 ψ_0
L. 6.10b			
STR/GEO Sikkerhet mot brudd i grunnen (Sett C)	1.0	1.3	1.3 ψ_0

1) Den lastfaktoren som gir den ugunstigste lastvirkningen skal benyttes. For egenlast kan imidlertid den samme lastfaktoren benyttes i alle spenn i en kontinuerlig bjelke/ plate.

Tabell 2: Oversikt over lastkombinasjoner i bruddgrense. (NS-EN 1990-1-1)

5.4.2 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstander baserer seg på menneskets komfort og konstruksjonens utseende og funksjonsdyktighet (Norsk Standard, 2016b, kap.3.4). Beregninger i bruksgrense gir oversikt over forskyvninger og deformasjoner som svekker konstruksjonen. Lastfaktorene som benyttes i bruksgrense er «karakteristisk», «ofte forekommende» og «tilnærmet permanent», se tabell 3 (Norsk Standard, 2016b, 5.1(2)).

Lastkombinasjoner som skal påvises	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster
Karakteristisk	1.0	1.0	1.0 ψ_1
Ofte forekommende	1.0	1.0 ψ_1	1.0 ψ_2
Tilnærmet permanent	1.0	1.0 ψ_2	1.0 ψ_2

Tabell 3: Oversikt over lastkombinasjoner i bruksgrense. (NS-EN 1990-1-1)

5.5 Betong

Betong er et av de mest brukte byggematerialene i verden. Betong består av vann, sement og eventuelle tilslag som sand, pukk og tilsetningsstoffer (Norbetong, u.å.a). Betong har lang levetid, lave kostnader og stor fleksibilitet. Fordelen med betong er dens allsidighet og muligheten til å endre dens egenskaper.

Viktige egenskapene til betong som kan varieres er: (Norbetong, u.å.a)

- Konsistens
- Styrke
- Frostbestandighet
- Vanntetthet
- Brannmotstand
- Herdetid

Den største ulempen med betong er utslipp i forbindelse med sementproduksjon. Utslipet er anslått å stå for omtrent 5% av verdens CO₂ produksjon (Bjørnstad, 2016). Utbyggingen av bybanen er en del av Miljøløftet, og løsninger hvor betongmengden og CO₂ utslippet kan minskes er attraktivt.

En buet tunnelportal vil trolig kunne bære lik last som en firkantet tunnelportal med mindre tykkelse på konstruksjonsdelene. Dersom dette viser seg å være korrekt vil man kunne minske betongforbruket, som er attraktivt både for Skanska og Bybanen Utbygging.

5.5.1 Lavkarbonbetong

Norsk betongforening har utarbeidet et klassifiseringssystem for lavkarbonbetong. Bybanen Utbygging ønsker å benytte lavkarbonbetong klasse A, som har et klimagassutslipp på 240 kg CO₂ pr m³ betong, som vist i tabell 4 (Bybanen Utbygging, 2019b, s. 18). Lavkarbonbetong gir lavere utslipp en vanlig betong, og har en langsommere herdingsprosess som minsker faren for riss (Bybanen utbygging, 2017b, s. 8).

Ved bruk av lavkarbonbetong stilles det derimot krav til ekstra isolasjon eller oppvarming ved bruk på vinterstid, da det kan oppstå problemer med varmeutviklingen i betongen. I de fleste tilfeller brukes kokkoverk som herdetiltak for å unngå et stort varmetap på kort tid. Kokkoverk er et varmeaggregat som går på diesel, som produserer varm luft man kan føre under en presenning over støpen (Aga, 2018). Kokkoverket bidrar til en økning av de totale klimagassutslippene, og fjerner noe av fordelene med å benytte lavkarbonbetong (Betongsentrum, u.å.a).

	B20	B25	B30	B35	B35	B45	B55
	M90	M90	M60	M45/MF45	M40/MF40	M40/MF40	M40/MF40
	Maksimalt tillatt klimagassutslipp [kg CO ₂ -ekv. pr m ³ betong]						
Lavkarbon A	170	180	200	210	230	240	250
Lavkarbon B	200	220	240	270	300	310	320
Lavkarbon C	240	260	280	320	350	360	370
Bransjereferanse	280	300	320	370	410	420	430

Tabell 4: Oversikt lavkarbonklasser (Betongsentrum, u.å.a).

5.5.2 Eksponeringsklasse og bestandighet

NS-EN 1992-1-1 tabell 4.1 angir ulike eksponeringsklasser for betong. Sweco har i sin dimensjonering angitt eksponeringsklasse XC3 for betong med «moderat fuktighet» og XD1 for betong «vekselvis vått og tørt» (Sweco, 2019e). Eksponeringsklassen endres ikke når tverrsnittet endres, og samme eksponeringsklasser legges til grunn for buet tunnelportal.

Bygningens bestandighet baseres på dimensjoneringstiden og eksponeringstiden, og sikrer at bygningen opprettholder tilstrekkelige funksjoner og egenskaper gjennom hele sin brukstid. NS-EN 1992-1-1 tabell NA.4.4N angir et minstekrav på M45 for XD3 som blir gjeldende for tunnelportalen.

5.5.3 Fasthetsklasse

Håndbok N400 tabell 7.1 angir SV-Standard betong for konstruksjoner som ikke krever spesialbetong basert på eksponeringsforhold eller funksjonskrav. Tunnelportalen er ikke utsatt for eksponeringsforhold utenom det vanlige, og det velges SV-Standard B45 i alle tverrsnittsdeler. B45 SV-Standard betong er brukt på flertallet av konstruksjonene på d12.

Bunnsålen skal ha ordinær SV-Standard B45, mens vegger og tak skal tilføres PP fiber for ekstra styrke (Sweco, 2019e). Polypropylen mikrofiber (PP) reduserer plastisk svinn og øker brannmotstanden (Betongsentrum, u.å.b). I NS-EN 1992-1-1 tabell 3.1 angis spesifikke fasthet og deformasjonsegenskaper for betong med fasthetsklasse 45. Egenskapene er med på å legge grunnlaget for beregningene i dimensjoneringen.

5.6 Armering

Betong tåler godt trykk, men må armeres for strekk og store skjærkrefter. Armeringen hindrer svinn og riss i betongen, og øker kapasiteten i betongkonstruksjoner (Sørensen, 2013 s. 148). Ved etablering av tunnelportalen benyttes det kamstål av typen B500NC som ordinær slakkarmering (Statens vegvesen, 2016a, 7.3.6).

Armeringsstål er billig i forhold til styrken, og kan resirkuleres. Det er billigere å produsere og levere rette armeringsjern fremfor bøyd armeringsjern, da armering i utgangspunktet produseres som rette jern (R. Hove, personlig kommunikasjon, 15.04.2021). Bøying av jern er tilleggsarbeid for stålprodusenten, og fører med seg en ekstra kostnad. Ved transport av jern er det vanskelig å stable like mange bøyd jern som rette jern på et lasteplan, som krever flere turer.

I forbindelse med transport må i tillegg kontrolleres at de bøyde jernene ligger innenfor lasteplanet, som kan være en utfordring med lange krumme jern som ofte benyttet i overbygningen på en tunnelportal. Ved dimensjonering av buet tunnelportal er det viktig å sikre at bøyning og levering av armeringen er gjennomførbar.

En buet tunnelportal har mindre strekk i tverrsnittet enn en firkantet tunnelportal. Dersom teorien stemmer skal en buet tunnelportal trenge mindre armering for å tåle samme trykket som en firkantet portal. Mengden armering kan da minskes, noe som er fordelaktig for alle parter.

5.6.1 Overdekning

Jern korroderer i kontakt med oksygen, og det er viktig at riktig overdekning blir overholdt. NS-EN 1992 tabell NA.4.4N angir minste overdekning basert på eksponeringsklasse, mens håndbok N400 angir minste overdekning spesifikt for brokonstruksjoner. N400 blir dimensjonerende, med den forutsetning at kravene i Eurokoden er oppfylt. Håndbok N400 skiller mellom konstruktiv armering og monteringsarmering (Statens vegvesen, 2016a, 7.4.1). Monteringsarmering gir ingen styrke til konstruksjonen, men brukes til å sette opp den konstruktive armeringen som skal motstå krefter. Kravene til monteringsarmeringen er dermed litt lavere enn for den konstruktive armeringen.

Tunnelportalens overflater er eksponert mot ulike miljø. N400 tabell 7.2 angir minste overdekning basert på eksponeringsforhold, for å sikre at tilstrekkelig overdekning blir overholdt, se tabell 5. Det skilles mellom innvendige vegger «mot tørre tilgjengelige hulrom», utvendige overflater for «konstruksjonsdeler som kan bli utsatt for salt» og bunnsåle «mot betongavretting».

	Konstruktiv armering	Monteringsarmering
Innvendige overflater	60 +/- 15mm	50 +/- 5mm
Utvendige overflater	75 +/- 15mm	65 +/- 5mm
Mot betongavretting	75 +/- 15mm	65 +/- 5mm

Tabell 5: Oversikt overdekning i ulike deler. Se vedlegg 2.1 for utregning.

5.6.2 Armering i skjøter

I skjøter er det viktig at kreftene blir overført mellom tverrsnittsdelen. Det kan være tidkrevende arbeid knyttet til skjøtene, da det ofte er flere jern enn resten av tverrsnittet. Den aktuelle tunnelportalen har i tillegg krav om vanntetting, som kan være utfordrende i skjøter med utstikkende armering. Det er spesielt utfordrende dersom skjøten skal forskales, men det legges til grunn at verken den firkantede eller den buede portalen har skjøter som skal forskales med gjennomgående armering i det generelle tverrsnittet. Den firkantede portalen vil ha skjøter både mellom bunn og vegger, og vegger og tak, mens den buede portalen kun vil ha en skjøter mellom bunn og vegger. Alle skjøtene har kun utstikkende armering i uforskalt overflate, som gjør utførelsen lettere. Overføring av krefter sikres ved at omskjøtslengden i den skjøtede tverrsnittsdelen er tilstrekkelig.

5.6.3 Armering i fuger

Tunnelportalen er delt inn i 8 etapper som festes sammen ved hjelp av fuger. I fugene benyttes det fortannede støpeskjøter, som innebærer en forsenkning i den ene etappen og et utstikk i den neste etappen (R. Hove, personlig kommunikasjon, 15.04.2021). I fugen er det ikke gjennomgående armering, og det benyttes dermed dybler til å ta opp skjærkrefter. Det er en stor fordel å benytte fuger i konstruksjonen, da man unngår tidkrevende arbeid med forskaling av gjennomgående armering. Til gjengjeld kan det være nødvendig med ekstra bøylor for å ha tilstrekkelig forankringslengde på lengdearmingen i hver etappe.

5.7 Vanntett konstruksjon

Etter tilbakefylling av masser må tunnelportalen være sikret mot vanninntrengning. Skjøter og fuger vil være spesielt utsatt, og krever dobbel vanntetting i henhold til håndbok R762. I skjøter støpes waterstop, svellebånd og injiseringsslange delvis inn i hver av de to tverrsnittsdelen som skal skjøtes. I fuger benyttes samme metode, men i dobbelt lag. Etter støp injiseres det inn injiseringsmasse i skjøt og fuge som fyller alle hulrom og som bidrar til å tette konstruksjonen. Utsiden av tunnelportalen dekkes med asfaltmembran og XPS isolasjonsplate for å hindre inntrengning av klorider og grunnvann. Vanntetting av en konstruksjon krever presisjon i arbeidet, og det er viktig med nøye planlegging og utførelse.

Sweco har utarbeidet snitt for de ulike skjøtene med detaljbeskrivelser for å sikre at riktige lag blir plassert korrekt. Ved dimensjonering av buet tunnelportal er det viktig å vurdere tiltak som hindrer vanninntrenging av tunnelportalen.

5.8 Laster

5.8.1 Egenlast

Tunnelportalen består av betong og armeringsstål. Håndbok N400 7.3.2 angir tyngdetettheten til betong inkludert armering lik 25 kN/m^3 .

5.8.2 Snølast

Det forekommer ikke snø inne i tunnelportalen, og beregning av snølast på bunnplaten kan unnlates (Statens vegvesen, 2016, 5.4.2). Det fremgår videre av punkt 5.4.2 at det skal beregnes for snølast etter NS-EN 1991-1-3 på konstruksjoner som beskytter bruer. Tunnelportalens bue må bære vekten av eventuell snø på området over, og det må videre tas hensyn til snølast i dimensjoneringen. Faktorene for snølast er basert på det konkrete området i Bergen, hvor verken topografi, varmegjennomgang, formfaktorer eller høyde påvirker snølasten negativt. Endelig snølast er $1,6 \text{ kN/m}^2$, se vedlegg 2.1 for utregning.

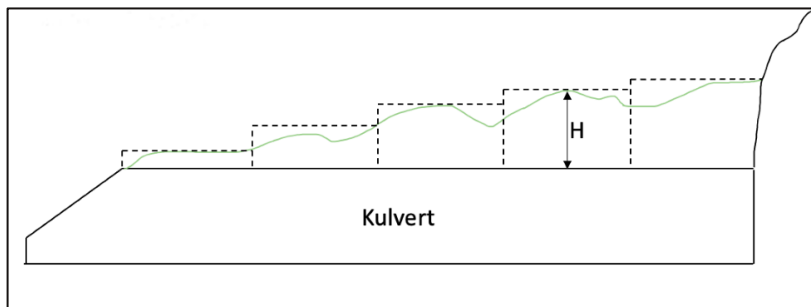
5.8.3 Karakteristisk overflatelast

Bybanen Utbygging har angitt at det skal dimensjoneres for fremtidige nybygg på området over tunnelportalen, og har videre gitt krav om at det skal dimensjoneres for en karakteristisk overflatelast på 65 kN/m^2 (Sweco, 2019e).

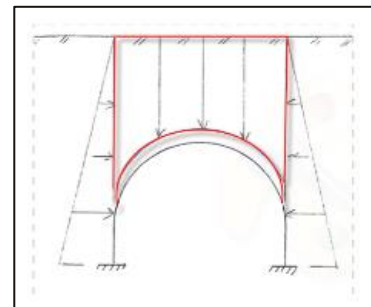
5.8.4 Vertikalt jordtrykk

Løsmasser og grunnvann over tunnelportalen regnes som horisontalt og vertikalt jordtrykk i dimensjoneringen. Håndbok N400 5.2.4 henviser til håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging kapittel 12 for utregning av vertikalt jordtrykk, hvor beregningsmetoder for tunnelportalen med spennvidde $> 2,5\text{m}$ er vist. Prinsippkisse for vertikalt jordtrykk er vist i figur 14.

Figur 13 viser portalen delt inn i 5 etapper hvor største overfyllingshøyde på hver etappe er dimensjonerende. Beregning for et snitt med maks høyde på 8 m er brukt i dimensjoneringen for å være på sikker side. Det legges til grunn at man i realiteten kan dimensjonere for lavere jordtrykk i de resterende 4 etappene, men utregning av dette er ikke utført. Etappen med 8 m overfyllingshøyde er lokalisert i tilfelle 2 i tilbakefyllingsplanen og vil ha sprengstein som nederste tilbakefyllingslag (Sweco, 2020d, s.5).



Figur 13: Skisse tegnet i ppt. Viser overfyllingshøyde i ulike etapper.

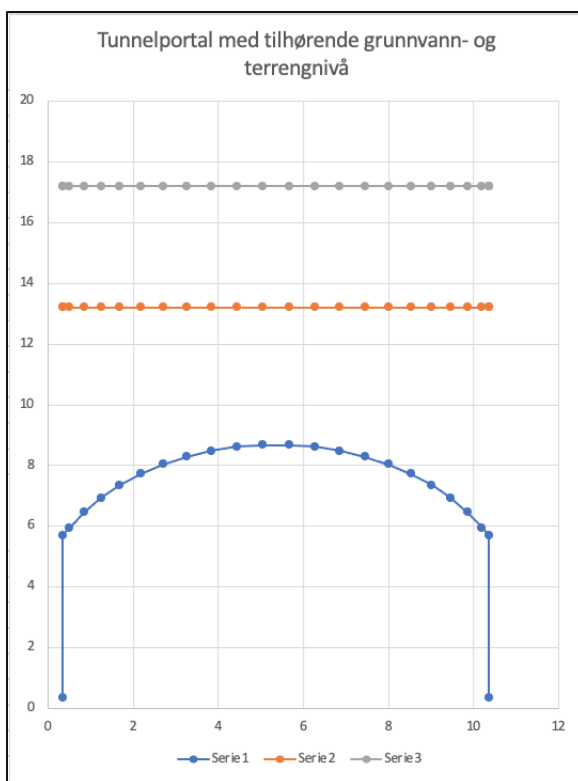


Figur 14: Skisse vertikalt jordtrykk (Statens vegvesen. (u.å.c)).

Det er utfordrende å regne krefter på en buet portal ettersom avstanden fra terrengoverflaten til overkant tunnelportalen varierer nedover tunnelportalens bue. For å finne kreftene som virker på overbygningen er buen delt opp i 20 mindre staver, slik at varierende last i 20 punkt kan beregnes. Ved å benytte denne metoden kan man regne tverrsnittkrefter i hvert punkt, samtidig som buen har en jevn fasong. Portalens utforming, grunnvannstand og terrengøyde er vist i figur 15. Utregning av vertikalt og horisontalt jordtrykk er gjort i Excel, se tabell 6. Forklaring på forkortelser i tabell 6 er vist i tabell 7. En forenklet modell av hvordan vertikalspenningene fordeles langs portalen er vist i figur 16.

Punkt	X	Y	Høyde gr.vann	Høyde jord	H.overfylling	σ_z (19)	σ_x (0,4)	σ_x (0,3)	σ_x (0,2)	H.grunnvann	U
1	0,35	0,35	13,2	17,2	16,85	320,15	128,06	96,05	64,03	12,85	128,5
2	0,35	5,7	13,2	17,2	11,5	218,50	87,40	65,55	43,70	7,5	75
3	0,53	5,94	13,2	17,2	11,26	213,94	85,58	64,18	42,79	7,26	72,6
4	0,9	6,39	13,2	17,2	10,81	205,39	82,16	61,62	41,08	6,81	68,1
5	1,32	6,8	13,2	17,2	10,4	197,60	79,04	59,28	39,52	6,4	64
6	1,78	7,17	13,2	17,2	10,03	190,57	76,23	57,17	38,11	6,03	60,3
7	2,27	7,5	13,2	17,2	9,7	184,30	73,72	55,29	36,86	5,7	57
8	2,79	7,77	13,2	17,2	9,43	179,17	71,67	53,75	35,83	5,43	54,3
9	3,33	8	13,2	17,2	9,2	174,80	69,92	52,44	34,96	5,2	52
10	3,89	8,16	13,2	17,2	9,04	171,76	68,70	51,53	34,35	5,04	50,4
11	4,47	8,28	13,2	17,2	8,92	169,48	67,79	50,84	33,90	4,92	49,2
12	5,06	8,34	13,2	17,2	8,86	168,34	67,34	50,50	33,67	4,86	48,6
13	5,64	8,34	13,2	17,2	8,86	168,34	67,34	50,50	33,67	4,86	48,6
14	6,23	8,28	13,2	17,2	8,92	169,48	67,79	50,84	33,90	4,92	49,2
15	6,81	8,16	13,2	17,2	9,04	171,76	68,70	51,53	34,35	5,04	50,4
16	7,37	8	13,2	17,2	9,2	174,80	69,92	52,44	34,96	5,2	52
17	7,91	7,77	13,2	17,2	9,43	179,17	71,67	53,75	35,83	5,43	54,3
18	8,43	7,5	13,2	17,2	9,7	184,30	73,72	55,29	36,86	5,7	57
19	8,92	7,17	13,2	17,2	10,03	190,57	76,23	57,17	38,11	6,03	60,3
20	9,38	6,8	13,2	17,2	10,4	197,60	79,04	59,28	39,52	6,4	64
21	9,8	6,39	13,2	17,2	10,81	205,39	82,16	61,62	41,08	6,81	68,1
22	10,17	5,94	13,2	17,2	11,26	213,94	85,58	64,18	42,79	7,26	72,6
23	10,35	5,7	13,2	17,2	11,5	218,50	87,40	65,55	43,70	7,5	75
24	10,35	0,35	13,2	17,2	16,85	320,15	128,06	96,05	64,03	12,85	128,5

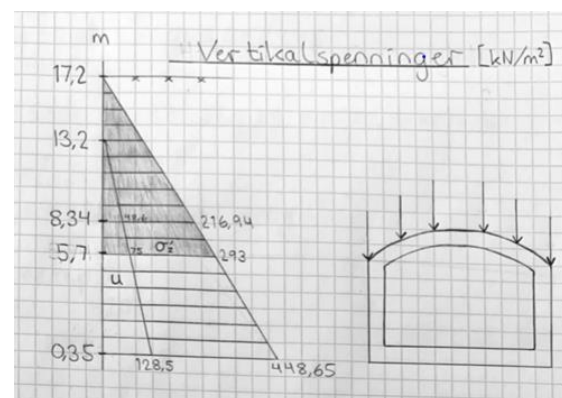
Tabell 6: Jordtrykksberegning i Excel. Se forklaring i tabell 7.



Figur 15: Oversikt koordinater brukt i beregning av vertikalt og horisontalt jordtrykk i tabell 6. Viser en jevn bue til tross for at det er 20 rette linjer.

X	Breddekoordinat
Y	Høydekoordinat
Høyde gr.vann	Terrenghøyde grunnvann relativ til eget koordinatsystem
Høyde jord	Terrenghøyde til massene relativ til eget koordinatsystem
H. overfylling	Avstand OK kulvert til terrengoverflate
σ_z (19)	Vertikalt jordtrykk uten hensyn til grunnvann
σ_x (0,2)	Jordtrykk med lav hviletrykkskoeffisient
σ_x (0,4)	Jordtrykk med høy hviletrykkskoeffisient
σ_x (0,3)	Jordtrykk med middels hviletrykkskoeffisient (bruksgrense)
H.grunnvann	Avstand OK kulvert til grunnvann
U	Grunnvannstrykk

Tabell 7: Forklaring forkortelser brukt i tabell 6.

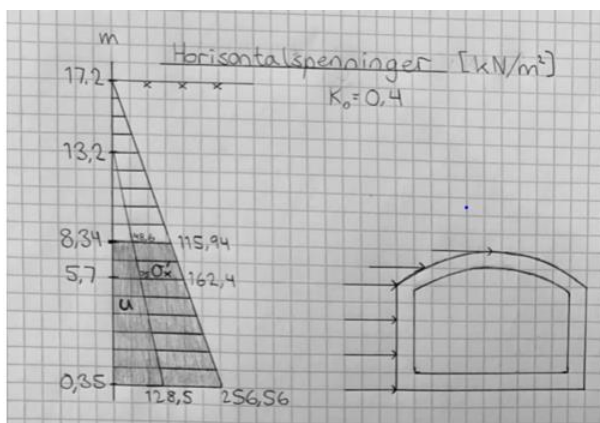


Figur 16: Vertikalspenninger jordtrykk inkl. grunnvann

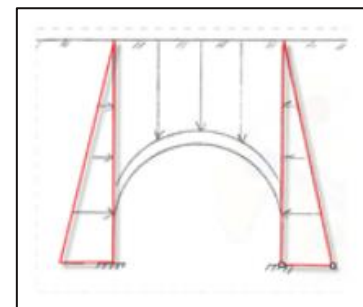
5.8.5 Horisontalt jordtrykk

V220, «Geoteknikk og Fundamenteringslære» og Eurokode 7 er benyttet til utregning av horisontalt jordtrykk. Dybden til de ulike massene varierer i likhet med terrengnivå over tunnelportalen, og jordtrykket vil tilsvarende variere nedover buen.

Ved utregning av jordtrykk forutsettes det full momentinnspenning i veggene. Massene over tunnelportalen vil motvirke hverandre, og det regnes kun jordtrykk for sprengstein ved sideflatene til tunnelportalen. Sprengstein har tyngdetetthet lik 19 kN/m^3 og hviletrykkskoeffisienten er beregnet til $K = 0,331$. Det er vanskelig å forutse om det er mest ugunstig med aktivt eller passivt jordtrykk på en buet konstruksjon, og det er store usikkerheter knyttet til tilbakefylling av masser. I beregning av jordtrykk er det brukt en høy hviletrykkskoeffisient på 0,4 og en lav hviletrykkskoeffisient på 0,2 for å ta høyde for ulike kombinasjoner av laster i bruddgrense (Statens vegvesen, u.å.c, s.9). I bruksgrense er hviletrykkskoeffisienten satt til 0,3. Faktorer for beregning av jordtrykk er vist i vedlegg 2.2, mens beregningen er vist i tabell 6.



Figur 18: Horisontalspenninger jordtrykk inkl. grunnvann



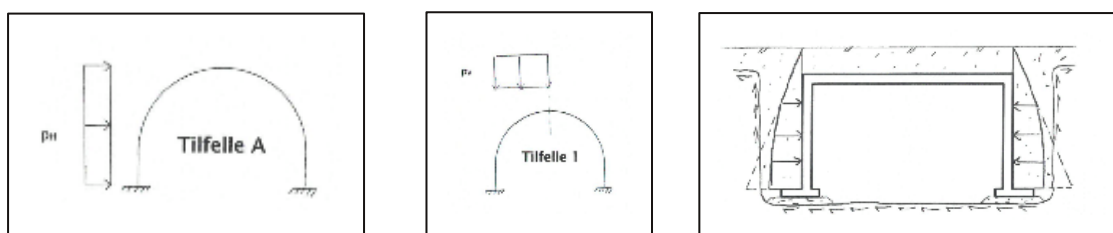
Figur 17: Skisse horisontalt jordtrykk

Prinsippskissen i figur 18 viser lastfordeling på tunnelportalen fra horisontalt jordtrykk. I beregningen utført i Excel er jordtrykk og vanntrykk regnet hver for seg, mens skissen i figur 17 viser totale horisontalspenninger.

5.8.6 Videre dimensjonering

Utrekning av grunntrykk og jordtrykk tilfredsstiller kun minimumskrav i dimensjoneringen. Dersom utregning av laster fra vertikalt og horisontalt jordtrykk skal være tilstrekkelig dokumentert må det tas hensyn til ulike variasjoner av lastfordeling over buen. Ved fylling av masser fylles det sjeldent like mye på begge sider samtidig. Dersom det skal fylles på en side om gangen må det settes tydelige krav til hvor mye skjevfordeling konstruksjonen tåler, eller det må dimensjoneres for jordtrykk på kun en side. Bybanen Utbygging har satt krav om at tilbakefylling av løsmasser ikke skal skje med mer enn 2 m høydeforskjell på hver side (Sweco, 2020h). Ved videre dimensjonering må portalen dimensjoneres for 2 m skjevfilling for å være innenfor alle krav. Prinsipptegning av skjevfordeling er vist i figur 19.

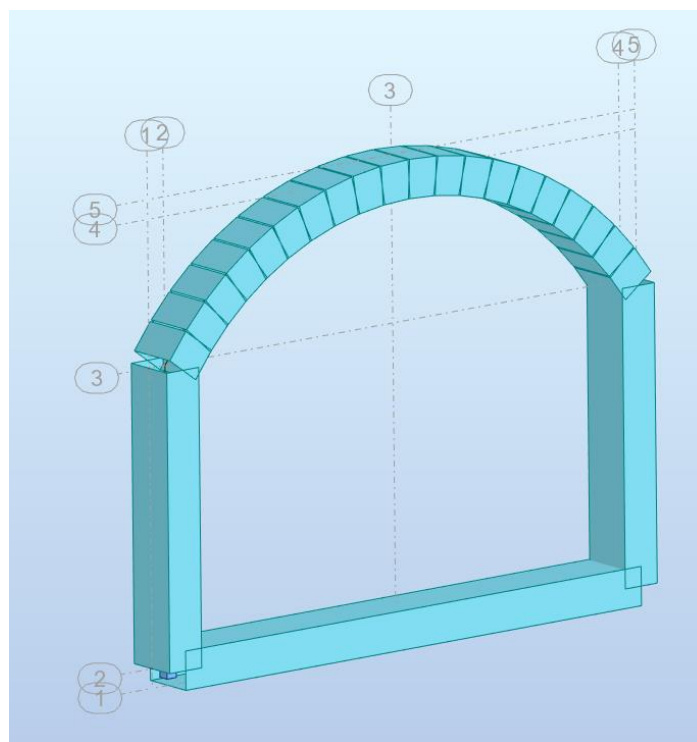
I dimensjoneringen er det ikke tatt hensyn til skjevfordelt permanent last fra fremtidig bebyggelse på området over tunnelportalen. I tillegg må det i realiteten tas hensyn til spuntveggene i byggegropen. Spunten skal kun kappes i topp før tilbakefylling, og vil da ha innvirkning på jordtrykket på sidene av portalen. Spuntveggene fører til en siloeffekt hvor hviletrykket nederst ved portalen minker, se figur 19. Teknisk regelverk B.2.1.4 angir at det må dimensjoneres for siloeffekt ved beregning av portalen dersom den skal være innenfor kravene.



Figur 19: Skisse viser skjevfordelinger av oppfylling av løsmasser på en side (venstre), overflatelast (midten) og prinsipp om siloeffekt (høyre) (Statens vegvesen. (u.å.c)).

6. Dimensjonering - Bruddgrense

Det skilles mellom dimensjonering i bruddgrense og bruksgrense. Den buede tunnelportalen er dimensjonert med utgangspunkt i 1 meter lastbredde, se figur 20, og bunnsålen regnes uforskyvelig i tverretning. Kneking ut av planet er ikke aktuelt, og modellen er tegnet i 2D. Koordinatene til hvert punkt brukt ved beregning av laster i avsnitt 5.8 *Laster* er ført inn i modellen i Robot med tilhørende laster. Basert på ulike lastkombinasjoner er dimensjonerende krefter funnet, slik at nødvendig armering kan beregnes.



Figur 20: Utklipp av modell i Robot.

6.1 Lastfaktorer

Aktuelle lastfaktorer er hentet fra NS-EN 1990 A1 NA 2010. Det er tatt utgangspunkt i tabell NA A.2.4 (Sett B) og tabell NA A.2.4 (Sett C). Sett B gir lastfaktorer for konstruksjonslaster mens sett C gir lastfaktorer for geotekniske laster. Jordtrykk er kontrollert som både «permanent last» i sett B, og «geoteknisk last» i sett C da det kan anses som enten konstruksjonslast eller geoteknisk last.

I foreløpig utkast av V220 kapittel 19 angis det at ved overhøyde større enn tunnelportalens bredde antas det å være en fysisk kobling mellom vertikalt og horisontalt jordtrykk, og at det i slike tilfeller skal benyttes samme lastfaktor for lastene. Dersom overfyllingen er mindre enn 0.5 av portalens bredde kan det derimot benyttes ulike lastfaktorer for vertikalt og horisontalt jordtrykk. Tunnelportalen i oppgaven er dimensjonert med 8 m overfylling og har en bredde på 10.7 meter. Kravet om $H < 0.5 B$ er ikke oppfylt, men det velges likevel å benytte ulike lastfaktorer for vertikalt og horisontalt jordtrykk da det gir mest ugunstige lasttilfeller (Statens vegvesen, u.å.c s18-19).

Lastbidrag fra grunnvann er definert som permanent last til sikker side i beregningen. I en reel situasjon kan vanntrykk anses som variabel eller permanent last, avhengig av forholdene. Det er ikke angitt tilstrekkelig informasjon om grunnvannet i området til å definere grunnvannet som variabel last.

6.2 Lastkombinasjoner

For en buet tunnelportal med flere laster er det flere titalls mulige lastkombinasjoner som kan kombineres. Ved kombinerende av lastfaktorer er det gjort en vurdering av kreftenes påvirkning for å identifisere hvilke varianter som vil gi størst dimensjonerende moment i tverrsnittet. En visuell vurdering av tverrsnittet er gjort i samarbeid med veileder for å identifisere hvilke kombinasjoner som mest sannsynlig vil gi de mest ugunstige lasttilfellene. Kombinasjonene som er dimensjonerende går ofte igjen på buede kulverter, slik at en omfattende manuell kontroll av alle mulige kombinasjoner kan utelates.

Momentdiagrammene for hver enkelt last viser at vertikalt jordtrykk inkludert grunnvann, overflatelast og snølast gir strekk i underkant av buen, og skaper en passiv tilstand i veggene. Horisontale krefter fra jordtrykk inkludert påvirkning av grunnvann skaper motsatte momenter i alle punkt, slik at buen får strekk i overkant og veggene får en aktiv tilstand. Dimensjonerende momenter kommer da til uttrykk ved å kombinere høye lastfaktorer for horisontale laster med lave lastfaktorer for vertikale laster, og omvendt. Basert på den visuelle vurderingen av lastpåvirkningen er det satt opp 6 lastkombinasjoner. Lastkombinasjoner i bruddgrense refereres til som ULS i tabell 8.

Lastkombinasjon	Lastfaktor	Laster
ULS 1	1.35 1.35 1.0 1.2	Horisontalt jordtrykk 0.4 Egenlast Vertikalt jordtrykk Vanntrykk
ULS 2	1.0 1.35 1.35 1.0 1.5 1.05	Horisontalt jordtrykk 0.2 Egenlast Vertikalt jordtrykk Vanntrykk Overflatelast Snølast
ULS 3	1.0 1.35 1.35 1.0 1.5 1.05	Horisontalt jordtrykk 0.4 Egenlast Vertikalt jordtrykk Vanntrykk Overflatelast Snølast
ULS 4	1.0 1.35 1.35 1.2 1.5 1.05	Horisontalt jordtrykk 0.2 Egenlast Vertikalt jordtrykk Vanntrykk Overflatelast Snølast
ULS 5	1.0 1.35 1.35 1.2 1.5 1.05	Horisontalt jordtrykk 0.4 Egenlast Vertikalt jordtrykk Vanntrykk Overflatelast Snølast

Tabell 8: Oversikt lastkombinasjoner i bruddgrense.

6.3 Dimensjonerende krefter

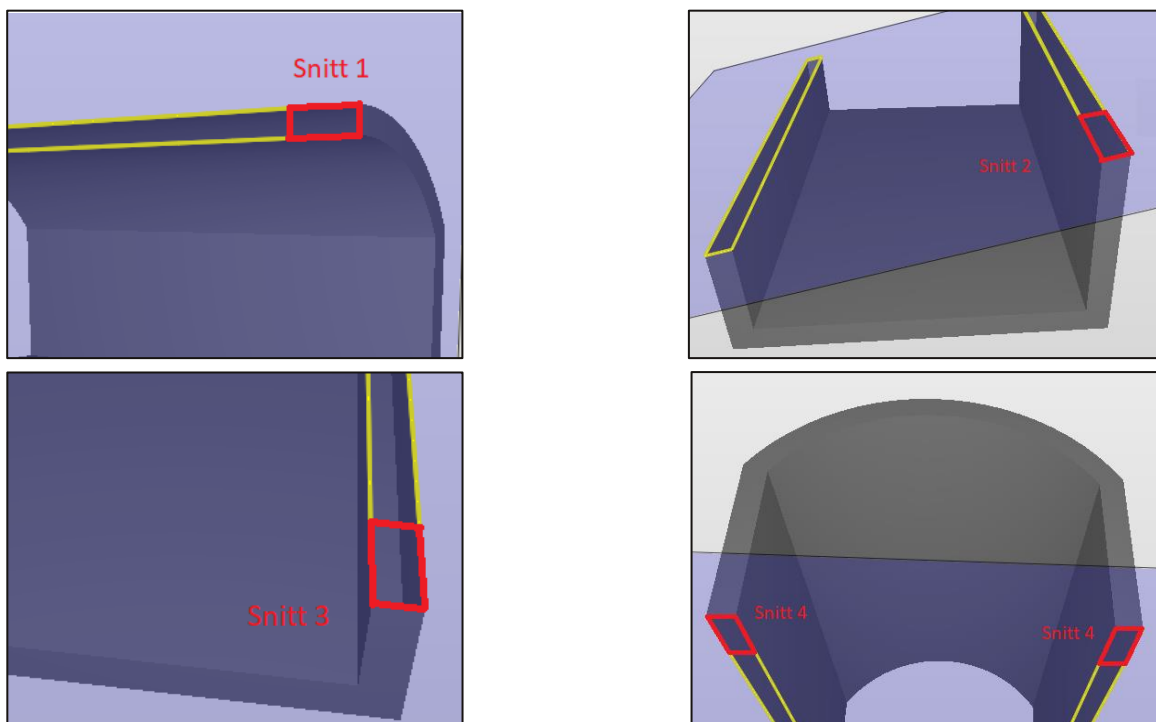
Lastkombinasjoner i tabell 8 er ført inn i modellen i Robot. Moment-, skjær- og aksialkraftdiagram er hentet ut for alle lastkombinasjonene for å identifisere dimensjonerende krefter i ulike snitt. Diagram med dimensjonerende krefter for M, N og V er vist i vedlegg 2.3.

6.3.1 Snitt

Ved videre dimensjonering av tunnelportalen er det definert snitt i vegger og overbygning hvor dimensjonerende krefter oppstår. Snittene er etablert for enkelt å kunne henvise til hvilken tverrsnittdel som omtales, se tabell 9 og figur 21. Det regnes for krefter i tverretning av portalen, slik at hvert snitt er b x h 1000 x 700. Beregning av bunnsålen er omtalt i en egen del i avsnitt 6.8 *Bunnsåle*.

Snitt	Sted	Spenning
Snitt 1	Midtfelt bue	Strekk underkant
Snitt 2	Overgang mellom vegg og bue	Strekk utside
Snitt 3	Innside vegg felt	Strekk innside
Snitt 4	Overgang vegg og fundament	Strekk innside/utside

Tabell 9: Oversikt definerte snitt



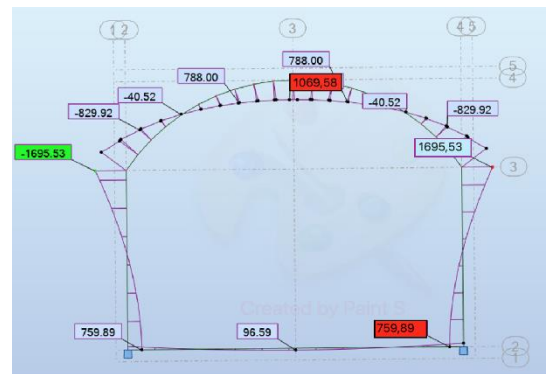
Figur 21: Figurene viser definerte snitt på buet tunnelportal. Hentet fra modell i Solibri, ved bruk av ulike snitt. Nummerert i Paint.

6.4 Momentdiagram

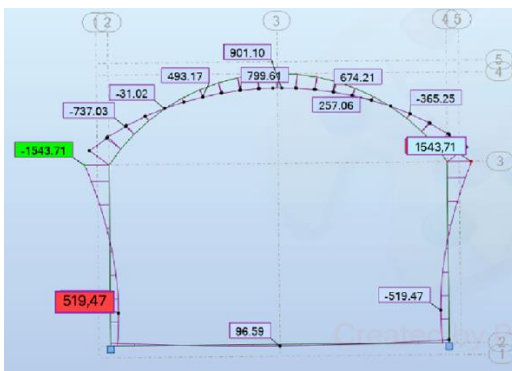
Figurene under viser dimensjonerende momentdiagram i bruddgrense. Diagrammene er hentet fra Robot og gjeldende lastkombinasjon er notert under hver figur. Feltmoment i vegg snitt 3, figur 24, er dimensjonerende for all armering på veggens innside og det er valgt å se bort i fra feltmoment i figur 22 ved beregning av armering. Feltmomentet er i tillegg lavere enn største tillatte moment ved bruk av minimumsarmeringen for veggene som vist i vedlegg 2.5.



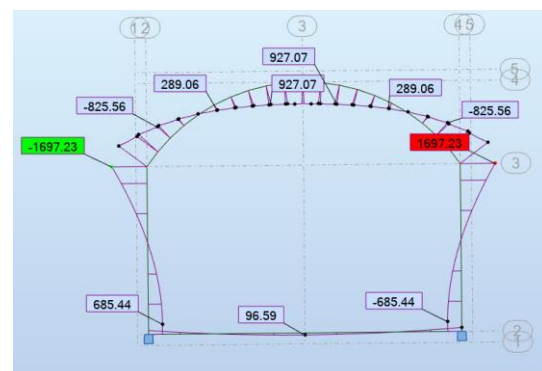
Figur 22: Dimensjonerende momentdiagram snitt 4 ULS 1.



Figur 23: Dimensjonerende momentdiagram snitt 1 og snitt 4 ULS 2.



Figur 24: Dimensjonerende momentdiagram snitt 3 ULS 3



Figur 25: Dimensjonerende momentdiagram snitt 2 ULS 4

6.5 Hovedarmering

Tverrarmering er beregnet ihht. krav i N400, etter metode i NS-EN 1992 1-1. N400 7.8.6 setter krav til en minste diameter på 12 mm for monteringsarmering og 16 mm for konstruktiv armering. Maks senteravstand etter N400 7.8 er satt til 200 mm, og tverrsnittet skal dobbeltarmeres i begge retninger.

Etter NS-EN 1992 utføres vanligvis beregning av hovedarmering i konstruksjonens lengderetning, som anses som konstruksjonens primærretning. Hovedarmeringen for tunnelportalen ligger derimot i konstruksjonens sekundærretning, ettersom tunnelportalen vil få dimensjonerende moment over buen. Beregning av hovedarmering er utført for portalens tverretning, som i standarden omtales som lengdearmering. I tunnelportalens lengderetning er det benyttet minimumsarmering ihht. krav fra N400 og NS-EN 1992 1-1. Armering i lengderetning portal omtales i NS-EN 1992 som tverrarmering.

Nødvendig armering varierer i ulike deler av tverrsnittet. Det er valgt å legge inn godt med armering for å sikre at tverrsnittet har tilstrekkelige kapasitet. Ved å overdimensjonere tverrsnittet en viss grad tas det hensyn til eventuelle feil eller avvik i beregningen.

I dimensjoneringen er det valgt å ikke bruke jern større enn $\varnothing 25$. Et $\varnothing 32$ jern i overbygningen vil veie opp mot 70 kg og være vanskelig å håndtere ved jernbinding. Byggegroppen er trang, og det kan være utfordrende å komme til med teleskoptruck. Det er kun to kraner tilgjengelig på d12, og det ville vært svært tidkrevende dersom all armering skulle legges med kran. Ved bruk av $\varnothing 25$ er jernene lettere håndterbare, og mulig å legge ved manuell bæring. Valg av $\varnothing 25$ er også hensiktsmessig med tanke på HMS, ettersom tunge jern vil gjøre større skader dersom arbeidere eller utstyr skulle komme i klem (R. Hove, personlig kommunikasjon, 15.04.2021).

Ved kontroll av ulike lastkombinasjonene i Robot er det snitt utenom de definerte snittene 1-4 som har dimensjonerende moment i sin lastkombinasjon. Disse snittene ligger i nærheten av kontrollerte snitt, men avviker noe i plasseringen. I dimensjoneringen er de aktuelle snittene kontrollert for armering funnet ved beregningen av et nærliggende snitt.

Kontrollen sikrer at det er nok kapasitet i alle delene av tverrsnittet og ikke kun i valgte dimensjonerende snitt. Beregning av armering er vist i vedlegg 2.5. Tabell 10 viser samlet resultat av armering i ulike snitt.

	Lokasjon	ULS	M c	N [kN]	Armering
Snitt 1	Strekk underkant bue	ULS 2	1069,58	1759,29	OK: 1 lag kam 20 cc 200 UK: 2 lag kam 25 cc 200
Snitt 2	Strekk utside overgang vegg og bue	ULS 4	1697,23	2602,12	UTV: 2 lag kam 25 cc 100 INV: 1 lag kam 25 cc 200
Snitt 3	Strekk innside vegg	ULS 3	519,47	2602,12 topp 2726,14 bunn	INV: 1 lag kam 25 cc 200 UTV: 1 lag kam 16 cc 100
Snitt 4	Strekk utside overgang bunn og vegg Strekk innside overgang bunn og vegg	ULS 1 ULS 2	193,17 759,89	2726,14	UTV: 1 lag kam 16 cc 100 INV: 1 lag kam 20 cc 100
Fundament	Fundamentbredde 1700 mm.	ULS 2	759,89	2658,47	OK: 1 lag kam 25 cc 200 UK: 1 lag kam 20 cc 100

Tabell 10: Oversikt krefter og nødvendig armering i ulike snitt.

6.5.1 Hovedarmering overbygning

I overbygningen gir dimensjonerende moment strekk i underkant snitt 1 og i ytterkant snitt 2. I utregning av mål for armeringsplassering «d» er det til sikker side brukt største overdekning på 75 mm, med antakelse om to lag $\varnothing 25$ og en avstand 32 mm mellom lagene. «d» er til sikker side satt til 568 mm, slik at den kan brukes videre i alle beregningene.

Det er utført en egen kontroll av trykksonen, hvor resultatet viser at tverrsnittet ikke har beregningsmessig behov for trykkarmering. Beregning av nødvendig armering er derfor kun utført for momentet på strekksiden i de ulike snittene. Figur 26 viser eksempel på beregning av nødvendig armering i snitt 2. Fullstendig beregning er vist i vedlegg 2.5, og valgt armering er vist i tabell 10.

<u>Snitt 2 - Strekk ytterkant overgang vegg og bue</u>	
Nødvendig armeringsareal:	$A_{s_{yk.vegg}} := \frac{M_{ed.yk.vegg}}{(f_{yd} \cdot z)} = 7036.101 \text{ mm}^2$
To lag armering.	$n_{lag} := 2$
Maks senteravstand pr lag:	$s := \frac{1000 \text{ mm}}{\left(\frac{A_{s_{yk.vegg}}}{n_{lag}}\right)} \cdot \phi_{25} = 139.566 \text{ mm}$
Valgt armeringsareal:	$A_{s_{yk.valgt}} := \frac{\phi_{25}}{0.1} \cdot n_{lag} = 9820 \text{ mm}^2$

Figur 26: Utdrag beregning av nødvendig tverrarmering i snitt 2. Fullstendig beregning er vist i vedlegg 2.5.

6.5.2 Hovedarmering vegger

I veggene er dimensjonerende strekk lokalisert i ytterkant snitt 2, innside felt snitt 3 og innerkant og ytterkant i snitt 4. Strekk i snitt 4 varierer i innerkant og ytterkant avhengig av hvilken lastkombinasjon som benyttes. Kontroll av trykksonen viser at veggene ikke har beregningsmessig behov for armering i trykksonen. Armering er beregnet for strekksonen i de ulike snittene. Resultatet er vist i tabell 10, se vedlegg 2.5 for fullstendig utregning.

6.6 Minimumsarmering

N400 angir i punkt 7.8.1 at alle tverrsnittsdeler skal være dobbeltarmert i begge retninger.

I felt uten beregningsmessig behov for armering legges det minimumsarmering ihht. NS-EN 1992-1-1. I beregningen av minimumsarmering er det ulike krav fra både NS-EN 1992-1-1 og N400 som legges til grunn, hvor det strengeste kravet er gjeldende. Minimumsarmering legges i trykksonen i snitt 1-4, og strekker seg i felt der hovedarmeringen ikke er gjeldene. Nøyaktig plassering av hovedarmering og minimumsarmering i tverretning er omtalt i avsnitt 6.7 *Lengde armeringsjern tverretning*. Se vedlegg 2.5 for fullstendig utregning.

6.6.1 Minimumsarmering overbygning

I overbygningen er det valgt å legge inn minimumsarmering ihht. NS-EN 1992-1-1 punkt 9.2.1.1 i trykksonen i overkant snitt 1. I snitt 2 er det brukt minimumskravet for vegger, da snittet ligger i overgang vegg/ bue og kravet for vegger er strengere enn for overbygning.

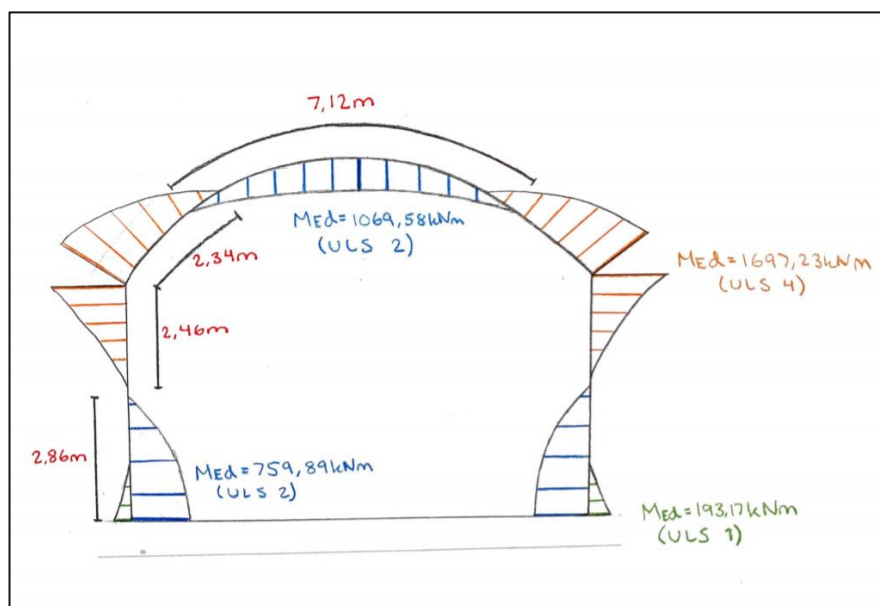
6.6.2 Minimumsarmering vegger

I vegger er det lagt inn minimumsarmering etter NS-EN 1992 1-1 NA 9.6.3. Fullstendig utregning er vist i vedlegg 2.5.

6.7 Lengde armeringsjern tverrarmering

Armering funnet i tabell 10 er knyttet til et konkret snitt i tverrsnittet. Lengden på armeringen er funnet i tilhørende momentdiagram, hvor ulike lastkombinasjoner er benyttet i ulike felt. Lengden på armeringen tar utgangspunkt i lengden mellom momentnullpunktene. Det er valgt å addere $\varnothing \cdot 50$ til sikker side etter bransjepraksis for å forankre armeringen i trykksonen. Det er valgt å ikke finregne på lengder da det vil gi liten innvirkning på resultatet.

Figur 27 viser en prinsippskisse med ulike lastkombinasjoner i samme momentdiagram. Faktiske lengder på strekksonene er funnet i modell i Robot.



Figur 27: Skisse over dimensjonerende momentdiagram i ulike deler av tverrsnittet. Brukt for å finne avstanden mellom momentnullpunkt, som er grunnlaget for lengden på tverrarmeringen.

6.7.1 Lengdearmering

I lengderetning tunnelportal er det valgt å benytte jevnt fordelte overflatelaster. Det er ingen momenter å regne på i lengderetning, og det kan benyttes minimumsarmering etter NS-EN-1992-1-1 9.3.1. Lengdearmeringen er satt til 20% av hovedarmeringen, hvor største nødvendige armeringsareal i snitt 2 er benyttet som grunnlag for beregningen. Snitt 2 ligger i overgang mellom vegg og bue, og minimumsarmeringen basert på snitt 2 er videre valgt for hele tverrsnittet. Minimumsarmeringen er satt til $\varnothing 20$ cc 200, beregning er vist i vedlegg 2.5.

6.8 Bunnsåle

I den buede portalen er det valgt å bolte hele fundamentet fast til fjell for å forhindre forskyvninger. Bunnsålen regnes dermed som fast innspent i både tverr- og lengderetning i dimensjoneringen.

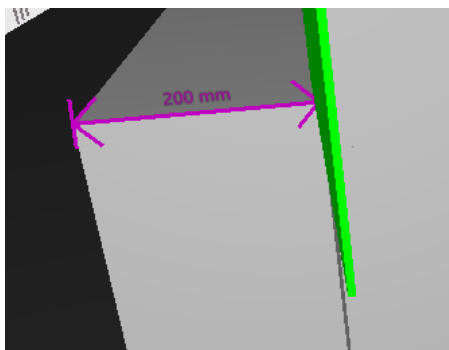
I midtre del av bunnsålen vil dimensjonerende last være trafikklast fra bybanen. Bunnsålen må dimensjoneres for vognsett tilhørende persontransport og to typer arbeidsvogner. Dimensjonerende kraft kommer av vogntype 2, hvor 680 kN er totalvekt med 170 kN i trykk per aksling (Teknisk Regelverk, 2019, s. 106). Trafikklastene fra bybanen er oppgitt som punktlaster, men kan regnes som jevnt fordelt last på bunnsålen som følge av at det skal etableres både forsterkningslag og ballastmatte mellom skinnene og bunnsålen. Ballastmatten fordeler trykket utover hele bunnsålen, og det oppstår kun en lav, jevnt fordelt trafikklast. Trafikklasten anses videre som ikke dimensjonerende, og det er valgt å benytte minimumsarmering ihht. NS-EN 1992-1-1 9.2.1.1. Kreftene fra lasten overføres som trykk i grunnen, og det er videre sett bort i fra virkninger fra moment og spaltestrekk i midtre del av bunnsålen.

Det oppstår ikke moment i felt i bunnsålen, men det er dimensjonert for krefter som overføres fra vegg til bunnsåle. Det er etablert to beregningsmessige fundament under veggene hvor det er utført en egen kontroll. Kontrollen sikrer at bunnsålen vil tåle kreftene som overføres fra vegg til bunn. Ytre del av bunnsålen er kontrollert som et usymmetrisk, eksentrisk belastet veggfundament ihht. eksempel s. 452 i *Betongkonstruksjoner* (Sørensen, 2016).

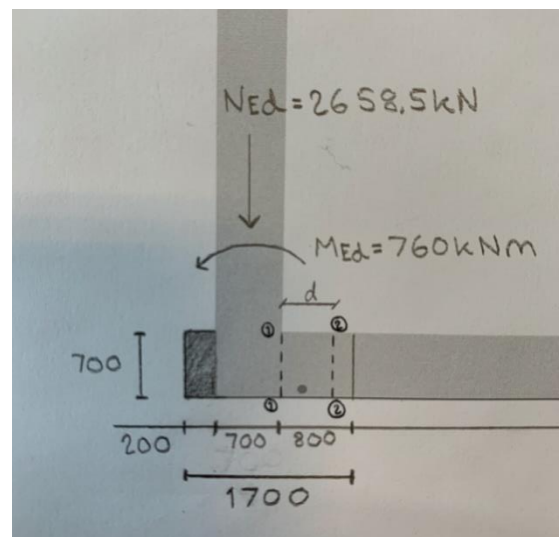
Dimensjonerende lastkombinasjon for fundamentene er ULS 2, som gir størst moment i snitt 4. Skisse av det fiktive fundamentet er vist i figur 29.

Ved nøye gjennomgang av modell i Solibri viser det seg at den planlagte tunnelportalen har et utstikk på 200 mm på hver side av bunnsålen, som vist i figur 28. Utstikket brukes i utgangspunktet til å stille forskalingen på, men er gunstig i fundamentberegningen. Det er valgt å benytte et tilsvarende utstikk for buet utforming, som videre er inkludert i fundamentberegningen i vedlegg 2.5. Fundamentbredden er satt til 1700 mm, og valgt armering for opplegg ved vegg er $\varnothing 25$ cc 100.

I fundamentberegningen er det kontrollert at fundamentene har nok kapasitet for å tåle trykk fra grunnen. Beregningene viser at de er godt innenfor kapasitetskravet, se vedlegg 2.5. Hovedarmeringen er formet som en bøyle for å minimere antall jern i overgang mellom vegg og fundament. Armeringen får da flere funksjoner, nemlig som hovedarmering i underkant, og som monteringsarmering for tverrarmering i overkant. Bøylene vil også kunne ta noe skjær selv om beregningene viser at skjærarmering ikke er nødvendig.



Figur 28: Utklipp viser utstikk på fundamentet på nåværende firkantet tunnelportal. Det er valgt samme utstikk på buet tunnelportal.



Figur 29: Skisse over beregningsmessig fundament.

6.9 Skjærarmering

N400 7.6.2 henviser til NS-EN 1992-1-1 punkt 6.2.2 ved kontroll av skjærkraftkapasitet. N400 angir videre at dersom det ikke utføres kontroll av rissvidder etter NS-EN 1992-1-1 punkt 7.3.4, så skal $\cot\theta$ ikke være større enn 2,0. Kontroll av skjærkraft er utført før rissviddekontroll og $\cot\theta$ settes til sikker side til 2.

Overbygning og vegger på tunnelportalen regnes som plater i skjærkontrollen. NS-EN 1992-1-1 punkt 6.2.2 angir at skjærarmering i plater kan utelates dersom skjærstrekk- og trykkbruddkapasiteten er tilstrekkelig. Betong tåler godt trykk, og platen er kun sjekket for skjærstrekkbrudd da den er dimensjonerende. Det er kontrollert skjærstrekkkapasitet i snitt 2 og snitt 4 i BTSnitt, hvor resultatet i tabell 11 viser at begge snittene har beregningsmessig behov for skjærarmering.

Skjærstrekkkapasiteten er kontrollert ved å sammenligne håndberegninger med resultater i BTSnitt. Sammenligningen viser et lite avvik, som er et resultat av ulik verdi på avstanden «d». Årsaken til dette er at BTSnitt bruker varierende verdi av «d» ettersom armeringen i felt endres mens det i håndberegningen er brukt en fast verdi for «d» i alle beregningene.

Nødvendig skjærarmering er funnet i BTSnitt. Ved å legge inn tverrarmering, dimensjonerende skjærkraft og tilhørende moment beregner programmet nødvendig armeringsareal på skjærarmeringen. Aksialkraften kunne til sikker side vært neglisjert, men uten aksialkraften er ikke momentkapasiteten i snittene tilstrekkelig. En minsteverdi på 1500 kN (trykk) er derfor satt inn i hvert snitt. Minsteverdien av trykk er valgt slik at flere snitt enkelt kan kontrolleres, uten at aksialkraften i hvert enkelt punkt må korrigeres. Beregningen er litt til sikker side. Vedlegg 2.5 viser beregning av skjærstrekkkapasitet og utregning av nødvendig armering, se tabell 11 og 12 for samlet resultat.

	M [kNm]	N [kN]	N brukt	V [kN]	Vcd BTSnitt eksl. N [kN]	Vcd BTSnitt inkl. en minste N [kN]	Vcd inkl N håndberegning
Snitt 2	1697,23	2602,12	1500	917,26	467,9	654	657.59
Snitt 4	193,17 utv 759,89 inv	2726,14	1500	766,47	289	483.9	482.67
Fundament	760	2658	1500	499,3	ikke kontrollert	ikke kontrollert	607,7

Tabell 11: Oversikt resultat av skjærstrekkkapasitet i ulike snitt.

Skjærkapasiteten i snitt 2 og 4 er kontrollert med valgt skjærarmering. Programmet BTSnitt bruker i sin beregning $\cot\theta=2,5$ (Sletten, 2009), som gjør at nødvendig skjærarmering beregnet i programmet er for lavt i henhold til krav om $\cot\theta=2.0$ i N400 7.6.2. Ved valg av skjærarmering basert på beregning i BTSnitt er det valgt et armeringsareal godt over minstekravet, for å sikre tilstrekkelig kapasitet i skjærkraftkontrollen. Ved manuell kontroll av valgt skjærarmering viser resultatet at skjærkraftkapasiteten er tilstrekkelig. Valgt skjærarmering er vist i tabell 12, se vedlegg 2.5 for utregning.

	Armering	Kapasitet Vrd med valgt skjærarmering ($\cot\theta=2$)
Snitt 2	4 snitt $\varnothing 16$ cc 200	1942.2
Snitt 4	3 snitt $\varnothing 16$ cc 200	1456.58

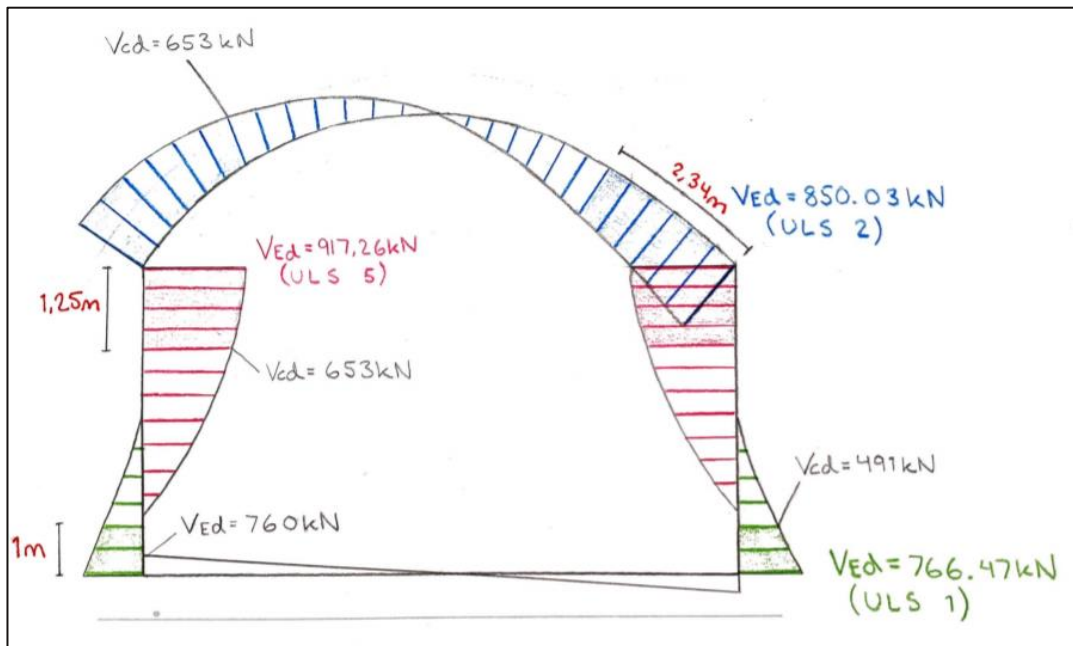
Tabell 12: Oversikt valgt skjærarmering i ulike snitt.

6.9.1 Fundament

Beregning i vedlegg 2.5 viser at skjærstrekkkapasitet og trykkbruddkapasitet i fundamentet er tilstrekkelig. Det er ikke behov for skjærarmering i fundamentet eller i midtre del av bunnsålen.

6.9.2 Avtrapping av skjærarmering

NS-EN 1992 6.2.2 angir at dersom $V_{cd} > V_{Ed}$ så kan man se bort i fra skjærarmering i plater. Skjærkraftdiagrammene viser at store deler av tverrsnittet har lav skjærkraft og at det lønner seg å avtrappe skjærarmeringen. Avtrappingen er basert på en "prøv og feil" metode i BTSnitt, hvor armering og moment i de ulike snittene er satt inn. BTSnitt beregner da skjærstrekkkapasiteten man maks kan ha for å unnlate skjærarmering, som benyttes som maks skjærkraft i felt uten skjærarmering. Avstand mellom V_{Ed} finnes ved hjelp av skjæftdiagrammet som er dimensjonerende i den sonen man avtrapper, som vist i figur 30 og tabell 13.



Figur 30: Skisse over dimensjonerende skjærkraftdiagram i ulike deler av tverrsnittet. Brukt for å finne soner hvor skjærarmingen kan avtrappes.

	Vcd [kN]	Lengde fra V _{Ed} [m]
Mellom snitt 1 og 2	653	2,34 m
Mellom snitt 2 og 3	653	1,25 m
Mellom snitt 3 og 4	491	1 m

Tabell 13: Oversikt avstander i felt hvor skjærarmering kan avtrappes.

6.9.3 Valg av skjærarmering

Forankring av skjærarmering omtales i både NS-EN 1992-2-2 punkt 8.5 og i N400 7.8.3. Etter Eurokoden skal all skjærarmering forankres ved bruk av kroker eller sveis. Ulempen ved bruk av denne typen armering er at den må forankres på utsiden av hovedarmeringen, slik at armering i felt må trekkes inn i tverrsnittet for at overdekningen skal overholdes. N400 7.8.3 åpner derimot opp for at mekanisk endeforankring innenfor krav i kategori B3 i ISO 15698 kan legges ved siden av hovedarmering i plater. Det er ihht. N400 valgt å benytte T-hodet skjærarmering i tunnelportalen, som er enklest å beregne og enklest å legge.

6.10 Omskjøt og forankringslengde

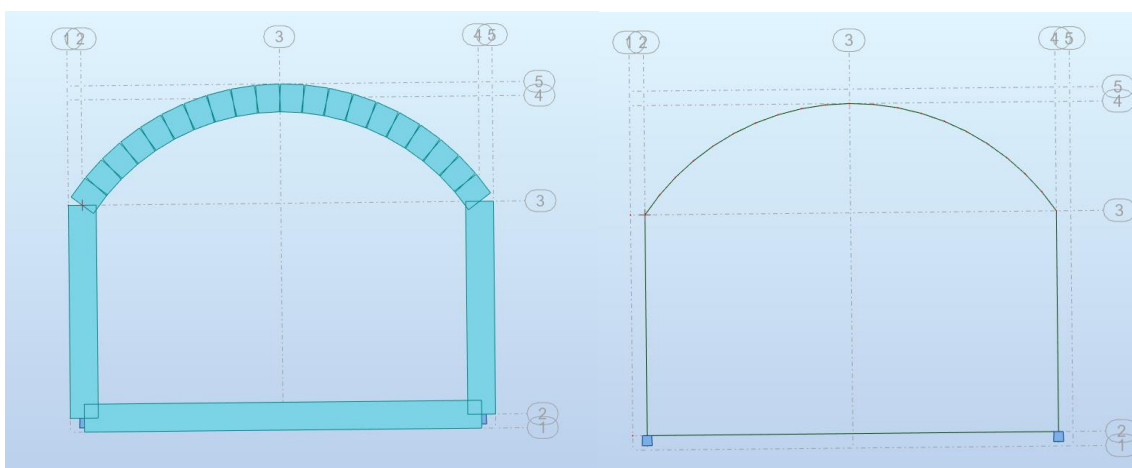
Nødvendig omskjøtslengde er beregnet etter punkt 8.8.4 i NS-EN 1992 1-1. I beregningen er alle koeffisienter til sikker side satt lik 1.0. Beregningsmessig krav for omskjøt er beregnet til 852 mm for $\varnothing 20$ og 1066 mm for $\varnothing 25$, se vedlegg 2.7. I bransjen er det derimot vanlig å bruke $\varnothing 50$, som er dimensjonerende ved bruk av $\varnothing 20$ og $\varnothing 25$. Alle jern som skjøtes er kontrollert opp mot omskjøtskravet for å forsikre at kraften i armeringen kan overføres. Armeringslengden målt etter momentdiagrammene i avsnitt *6.7 Lengde armeringsjern tverretning* er økt der kravet ikke er overholdt.

6.11 Feilmarginer i Robot Structural Analysis

Lastene i Robot er påført som trapeslast på veggene ettersom det er stor forskjell på lastestørrelsen i topp og bunn. Over buen er det valgt å benytte jevnt fordelte laster for å forenkle jordtrykksberegningen, til tross for at det mest nøyaktige er å benytte trapeslaster både på veggene og på buen.

I Robot er elementene tegnet i senterlinje som vist i figur 31, høyre bilde. Modellen i Robot er dimensjonert med vegger som går 350 mm lengder ned i bunnsålen enn de vil i realiteten. Ved å benytte senterlinjen i veggene er bunnsålen 350 mm kortere på hver side. Et større fundament og kortere vegger er gunstigere for lasttilfellene på konstruksjonen, og portalen er dimensjonert til sikker side selv om målene ikke samsvarer helt med den endelige utformingen.

I Robot er lastene påført i senterlinjen av hvert element, mens de i realiteten vil påføres i overkant og ytterkant av tverrsnittet. Å benytte senterlinjen fører til et lite avvik i beregningen, ettersom det i realiteten er 350 mm kortere avstand mellom overkant portal og terreng høyden. I samråd med veileder er det bestemt at beregning for laster i senterlinje er tilstrekkelig da 350 mm feil på overfyllingen ikke vil ha avgjørende betydning for dimensjoneringen.



Figur 31: Utklipp modell i Robot. Viser feilmarginer i modellering.

7. Dimensjonering - Bruksgrense

I bruksgrense skal spenninger, rissvidde og nedbøyning kontrolleres (Sørensen, 2010 s. 113). Rissvidde kontrolleres direkte i beregningsprogrammet BTSnitt, og kontroll av spenninger ihht. NS-EN 1992-1-1 punkt 7.3.3 kan utelates (Sørensen, 2010 s. 148). Ulike lastkombinasjoner i bruddgrense er satt opp i tabell 14, og dimensjonerende moment- og aksialkraft er beregnet i Robot. Armeringsmengden beregnet i bruddgrense er brukt som utgangspunkt for rissviddekontroll.

7.1 Bruksgrensetilstander

Lastkombinasjoner i bruksgrense er basert på NS-EN 1990 1-1. Lastfaktorene er bestemt ihht. punkt 7.7.1 i N400, som stiller krav til Ψ -faktorene i «tilnærmet permanent» og «ofte forekommende» og «karakteristisk» tilstand. I bruksgrense vil alle permanente laster ha lastfaktor lik 1,0, som fører til betydelig færre lastkombinasjoner da flertallet av lastene er permanente. Overflatelasten fra fremtidig bebyggelse anses som «dominerende variabel last», og vil derfor kunne ha to ulike lastfaktorer i «ofte forekommende» tilstand. Snølasten regnes som «andre variable laster» og vil kun ha en mulig lastfaktor i hver tilstand. Lastkombinasjonene refereres til som SLS i tabell 14.

Lastkombinasjon	Lastfaktor	Laster
SLS 1 Tilnærmet permanent	1.0 1.0 1.0 1.0 0.2 0.2	Horisontalt jordtrykk 0.3 Egenlast Vertikalt jordtrykk Vanntrykk Overflatelast Snølast
SLS 2 Ofte forekommende	1.0 1.0 1.0 1.0 0.7 0.2	Horisontalt jordtrykk 0.3 Egenlast Vertikalt jordtrykk Vanntrykk Overflatelast Snølast
SLS 3 Ofte forekommende	1.0 1.0 1.0 1.0 0.6 0.2	Horisontalt jordtrykk 0.3 Egenlast Vertikalt jordtrykk Vanntrykk Overflatelast Snølast
SLS 4 Karakteristisk	1.0 1.0	Egenlast Snølast

Tabell 14: Oversikt lastkombinasjoner i bruksgrense.

7.2 Rissviddekontroll

Kontroll av rissvidde for vegger og overbygning er gjort i Ove Slettens beregningsprogram BTSnitt. Rissviddekravet er viktig å overholde for å unngå armeringskorrosjon og frostsprengning, i tillegg til at det estetisk er finere å unngå riss i betongen. Programmet baserer seg på metoden i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2018 punkt 5.6.4 og 6.5, og resultatet er i tråd med gjeldende regelverk. Tid før belastning er nedjustert fra 28 døgn til 7 døgn, da konstruksjoner sjeldent står i 28 døgn før de belastes med løsmasser.

7.2.1 Bruksgrensetilstand

N400 angir i punkt 7.7.1 at rissvidder skal kontrolleres i tilstand ofte forekommende og tilnærmet permanent. Relativ fuktighet er etter N400 7.2.3 satt til 70%. Aksialkraft i form av trykk vil minske rissvidden og det er til sikker side å unnlate aksialkreftene. Rissvidden er kontrollert med hensyn på dimensjonerende moment, og det er kun utført kontroll for tilstand ofte forekommende. I tilstand tilnærmet permanent er momentene mindre og ikke dimensjonerende.

7.2.2 Rissvidde krav

NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2018 punkt 7.3.3 og tabell 7.2N setter krav til maks rissvidde. Kravet avhenger av eksponeringsklasse, og det er valgt å benytte klasse XD1 i beregningen til sikker side.

Rissviddekravet for ordinære betongkonstruksjoner er beregnet til $w_k=0,39$ (vedlegg 3.5). Konstruksjonen skal derimot være vanntett og ligger i tetthetsklasse 3 ihht tabell 7.105 i NS-EN 1992 1-3. Det er strengere krav for vanntette konstruksjoner, og tunnelportalen må oppfylle ytterligere krav for rissvidde ihht. NS-EN 1992 1-3 NA 7.3.1. Kravet etter punkt 7.3.1 er $w_k=0,2$.

7.2.3 BTSnitt

Dimensjonerende krefter for ulike lastkombinasjoner er beregnet i Robot. Oversikt over nødvendige armeringsmengder for hver av tilstandene er vist i tabell 16 og 17. Dimensjonerende moment er ført over i BTSnitt, i snitt med dimensjoner 1000 x 700. Snitt 1 til 4 ble kontrollert for armering funnet i bruddgrense. Ved første gjennomgang i rissviddekontrollen var det kun moment som ble lagt inn. Kontrollen viste at armeringsmengden i de ulike snittene ikke var tilstrekkelig til å overholde rissviddekravet.

Rissvidden er kontrollert i tilstand ofte forekommende da den er dimensjonerende, se tabell 16 og 17. For å innfri rissviddekravet ble det vurdert å bruke en «prøv og feil» metode, og øke armeringsmengden til rissviddekravet ble overholdt. Denne løsningen ble valgt vekk ettersom senteravstanden mellom ulike deler av tværnittet allerede var tilpasset hverandre.

En minste verdi av aksialkraft på 1000 kN ble i stedet satt inn på hvert tverrsnitt i form av trykk, som resulterte i at rissviddekravet ble oppfylt. Aksialkraften trykker sammen tverrsnittet, og motvirker riss i betongen fra momentet. Ved å sette aksialkraften til en lavere verdi enn den minste dimensjonerende aksialkraften unngås det at alle kombinasjoner må kontrolleres, og det er kun momentet som må endres i de ulike snittene. Positivt moment ga strekk i overkant, og negativ aksialkraft ga trykk i tverrsnittet (Sletten, 2009).

Rissviddekontroll er utført for resten av tverrsnittet ved å legge inn minimumsarmering i de ulike delene, i tillegg til aksialkraft på 1000kN trykk. Ved hjelp av «prøv og feil» metode er det funnet maks moment tverrsnittet kan ha innenfor rissviddekravet. Moment i områder med minimumsarmering funnet i bruddgrense er kontrollert opp mot maks moment funnet i BTSnitt. Kontroller viste at alle tverrsnittsdelene i vegger og overbygning overholdt rissviddekravet på $w_k = 0,2$, se tabell 15.

I fundamentet er det foretatt en kontroll av opptredende spenninger ved bruk av håndberegninger. Kontrollen, som vist i vedlegg 2.5, viser at fundamentets spenning i bruksgrense er mindre enn tillatt trykk på berg og at det ikke vil oppstå riss.

	Rissvidde BTSnitt	Kryptall 0-28	Kryptall 28-5000
Snitt 1	0,169	0,49	1,58
Snitt 2	0,182	0,49	1,58
Snitt 3	0,067	0,49	1,58
Snitt 4	0,0	0,49	1,58

Tabell 15: Rissvidder

Ofte forekommende

	Lokasjon	ULS	M [kNm]	N [kN]	Armering
Snitt 1	Strekk underkant bue	SLS 2	535,03	1316,65	OK: 1 lag kam 20 cc 200 UK: 2 lag kam 25 cc 200
Snitt 2	Strekk utside overgang vegg og bue	SLS 2	1002,73	1802,45	UTV: 2 lag kam 25 cc 100 INV: 1 lag kam 25 cc 200
Snitt 3	Strekk innside vegg	SLS 2	313,15	1802,45 topp 1894,32 bunn	INV: 1 lag kam 25 cc 200 UTV: 1 lag kam 16 cc 100
Snitt 4	Strekk <u>innside</u> overgang bunn og vegg	SLS 2	143,09	1894,32	UTV: 1 lag kam 16 cc 100 INV: 1 lag kam 20 cc 100
Fundament	Fundamentbredde 1700 mm.	SLS 2	143,09	1894,32	OK: 1 lag kam 25 cc 200 UK: 2 lag kam 20 cc 200

Tabell 16: Oversikt krefter og nødvendig armering i ofte forekommende tilstand.

Tilnærmet permanent

	Lokasjon	ULS	M [kNm]	N [kN]	Armering
Snitt 1	Strekk underkant bue	SLS 1	413,31	1260,17	OK: 1 lag kam 20 cc 200 UK: 2 lag kam 25 cc 200
Snitt 2	Strekk utside overgang vegg og bue	SLS 1	838,01	1802,45	UTV: 2 lag kam 25 cc 100 INV: 1 lag kam 25 cc 200
Snitt 3	Strekk innside vegg	SLS 1	270,04	1703 topp 1802,45 bunn	INV: 1 lag kam 25 cc 200 UTV: 1 lag kam 16 cc 100
Snitt 4	Strekk <u>utside</u> overgang bunn og vegg	SLS 1	143,09	1802,45	UTV: 1 lag kam 16 cc 100 INV: 1 lag kam 20 cc 100
Fundament	Fundamentbredde 1700 mm.	SLS 1	143,09	1802,45	OK: 1 lag kam 25 cc 200 UK: 2 lag kam 20 cc 200

Tabell 17: Oversikt krefter og nødvendig armering i tilnærmet permanent tilstand.

7.2.4 Trykkbrudd

Største aksialkraft i tverrsnittet er 2221 kN trykk. Det tilsvarer en spenning på 3,17 N/mm². Ved en så lav spenning er det ikke fare for trykkbrudd, og beregning av dette er utelatt. Ved utregning av n i MN – diagrammet bidrar aksialkraften med 0.124. Dette er et svært lite bidrag, og beregning av kombinert kapasitet utelates i likhet med beregning av trykkbrudd.

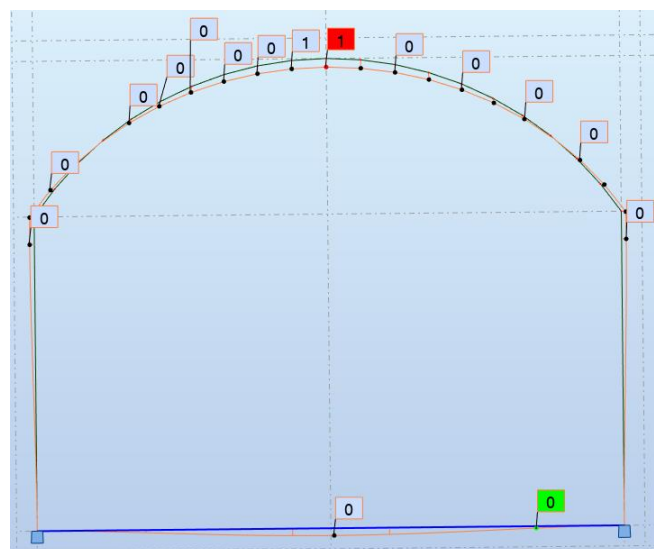
7.3 Deformasjoner

Beregning av maks deformasjon gjøres etter krav i N400 punkt 3.6.1. Punktet stiller krav til kontroll i karakteristisk og tilnærmet permanent tilstand. Deformasjon med hensyn på korttidsandel av lastkombinasjonene er hentet ut fra modellen i Robot. Nedbøyningskravene i N400 gjelder uavhengig av hvilken vei deformasjonen går, og det er kontrollert for forskyvning i alle retninger både i buen og veggene. Kravet regnes med utgangspunkt i spennlengden, slik at kravet for veggene er strengere enn for buen. Fundamentet er boltet til fjell, og deformasjonsberegning av fundamentet er ikke utført.

Ved beregning av endelig deformasjon er det er ikke tatt hensyn til svinntøyning. Tunnelportalen er dobbeltarmert i begge retninger, og det vil ikke oppstå betydelig krumning for svinn (Statens vegvesen, 2015a, 7.8.1).

7.3.1 Karakteristisk tilstand

I karakteristisk tilstand skal det etter N400 punkt 3.6.1 kontrolleres for korttidsforskyvning for trafikk- og nyttelast alene. Egenlasten er i tillegg inkludert til sikker side da den vil være en del av den ferdige tunnelportalen. Krav til nedbøyning er satt til $L/350$ etter krav i N400 3.6.1, som tilsvarer 31,7 mm for buen og 14,2 mm for veggene. Deformasjonen hentet fra Robot med de aktuelle lastene er beregnet til 0 mm på veggene og 1 mm på buen, se figur 32 og tabell 18. Deformasjonen er tilnærmet 0, og det utføres ikke noen ytterligere kontroll av deformasjonen i denne tilstanden.



Figur 32: Utklipp modell i Robot. Viser maks nedbøyning i bruksgrense i karakteristisk tilstand.

	Spennlengde	Deformasjon	Krav N400
Buen	11100 mm	1 mm	11100 / 350 = 31,7 mm
Vegger	5000 mm	0 mm	5000 / 350 = 14,2 mm

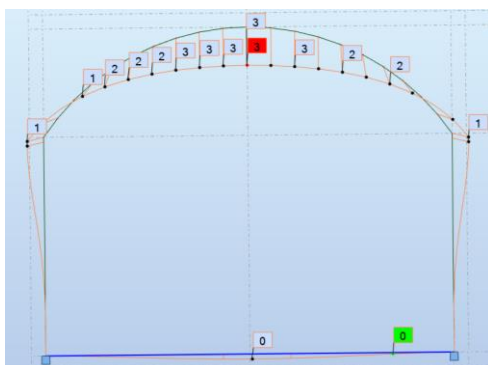
Tabell 18: Beregning maks nedbøyning i ofte forekommende.

7.3.2 Tilnærmet permanent

Forskyvning på grunn av permanente laster skal etter N400 3.6.1 kompenseres med overhøyde. Ved kontroll i denne tilstanden er deformasjonen i veggene 1 mm og deformasjon i buen 3 mm, se figur 33 og tabell 35. Betongkonstruksjoner vil etter lang tid få økt deformasjon på grunn av langtidsvirkninger av laster, i tillegg til kryp og svinn i betongen. Det er tidlige argumentert for å se bort fra svinntøyning, slik at deformasjonstallet kun må justeres for langtidsvirkning inkludert kryp. Deformasjonstallet hentet fra modellen i Robot justeres da med E-modul for langtidsdel av laster. Det er valgt å bruke forholdet mellom E-modul for korttidsdel og langtidsdel for å forenkle beregningen, se figur 34.

Ved uthenting av deformasjon fra Robot er det kun tatt hensyn til urisset tverrsnitt. Det ses til sikker side bort fra bidraget fra risset tverrsnitt ettersom deformasjonene hentet fra Robot er godt under kravet.

Kryptallet brukt til å regne E-modul for langtidsdel er hentet fra rissviddekontrollen i BTSnitt, se tabell 15. Største deformasjon ble beregnet til 10.74 mm, som er svært lite på en tunnelportal av så store dimensjon. Se tabell 35 for utregning av endelig deformasjon inkludert langtidsvirkning av nyttelast.



Figur 33: Utklipp modell i Robot. Viser maks nedbøyning i bruksgrense i tilnærmet permanent tilstand.

Deformasjon langtidsdel inkl. kryp	
Kryptall - langtiddel	$\varphi_2 := 1.58$
Kryptall hentet fra rissviddekontroll i BTSnitt:	
NS-EN 1992-1-1 tab. 3.1: Elastisetsmodul B45 betong:	$E_{cm} := 36000 \frac{N}{mm^2}$
NS-EN 1992-1-1 7.4.3: Eeffektiv E-modul for langtidsdel nyttelast:	$E_{c,eff} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_2} = 13953.488 \frac{N}{mm^2}$
Forhold E-modul:	$E_{langtid} := \frac{E_{cm}}{E_{c,eff}} = 2.58$

Figur 34: Utregning forhold mellom korttids og langtids E-modul.

	Spennlengde	Deformasjon korttidsdel	Deformasjon langtidsdel	Total deformasjon
Buen	11100 mm	3 mm	$3 * 2.58 = 7.74$ mm	$3 + 7.74 = 10.74$ mm
Vegger	5000 mm	1 mm	$1 * 2.58 = 2.58$ mm	$1 + 2.2 = 3.58$ mm

Figur 35: Beregning maks nedbøyning i tilnærmet permanent.

7.3.4 Hensyn til deformasjon

En buet konstruksjon tåler godt trykk, og er lite utsatt for forskyvninger dersom det er jevnt trykk på overbygningen. Basert på teori om buede konstruksjoner er det rimelig å anta at det kun vil bli små forskyvninger i tunnelportalen til tross for at det ikke er tatt hensyn til armering i beregningen. (Øderud & Nordahl, 2020) I N400 3.6.1 er det angitt at det skal kompenseres med overhøyde for deformasjoner i tilnærmet permanent tilstand, men med en deformasjon på maks 10.74 mm velges det å se bort i fra kravet.

Forskalingsarbeid har avvik på +/- 10 mm, og et avvik på 10 mm vil ikke ha noen stor negativ effekt for tunnelportalen verken i byggefasen eller i driftsfasen. Tunnelportalen er dimensjonert med en viss margin i forhold til tekniske krav, og tekniske løsninger kan tilpasses det ferdige tverrsnittet.

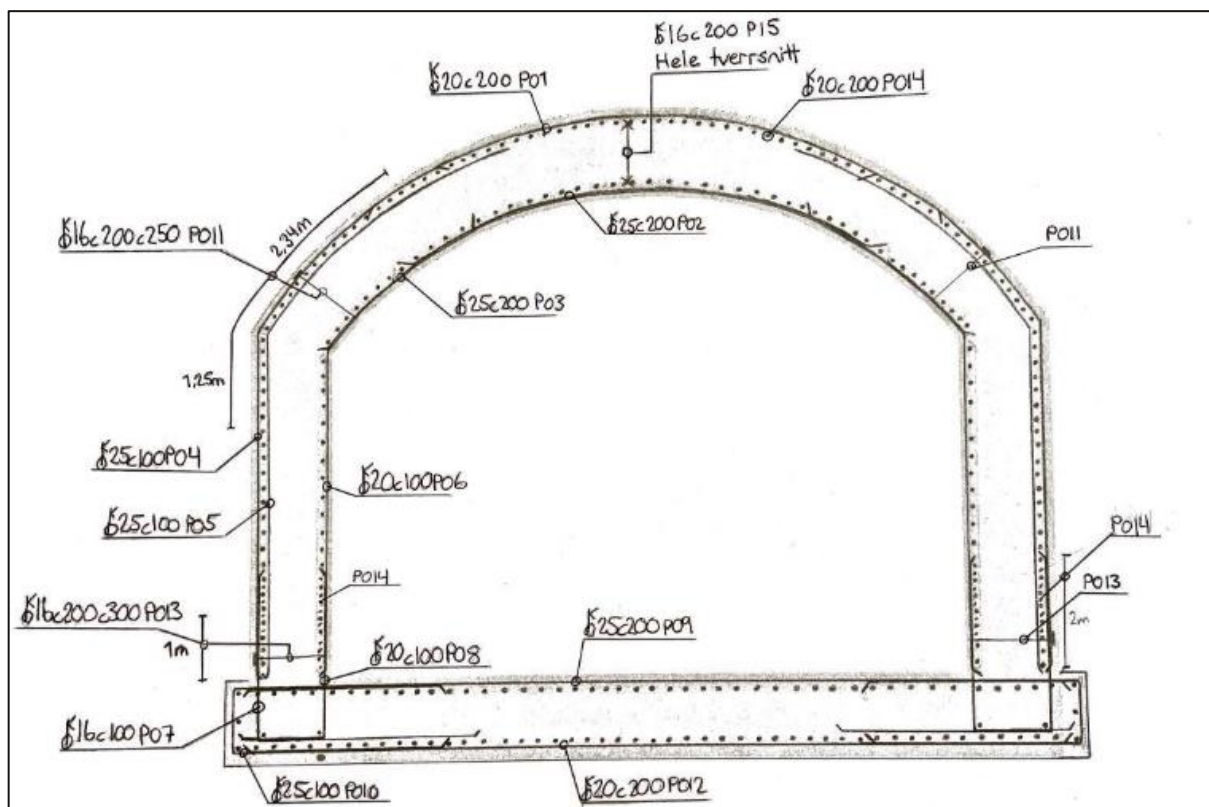
I oppgaven er det valgt å kun se på symmetrisk last på tunnelportalen. Det er satt krav om at det ikke kan skjevbelastes ved tilbakefylling av masser, uten at det dimensjoneres konkret for dette. (Sweco, 2020h) Skjevbelastning på tverrsnittet kan føre til store deformasjoner og kan gi varige skader på buen.

8. Armeringstegning og bøyeliste

Det er etablert armeringstegning med tilhørende bøyeliste basert på armeringen funnet i brudd- og bruksgrense. Armeringen er endret noe i forhold til original beregning for å sikre at armeringsarbeidet er gjennomførbart. Det er lagt inn ekstra bøylor i lengderetning for å forankre lengdearmeringen i hver etappe. Bøylene fungerer som monteringsarmering for lengdearmeringen i overkant tverrsnittsdeler. Det er tatt utgangspunkt i 8 støpeetapper, hvor det skal benyttes bøylor i begge ender av etappen. Beregning av antall løpemeter til lengdearmeringen er vist i vedlegg 2.8.

8.1 Armeringstegning

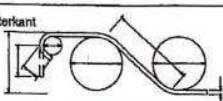
I fundamentet er det lagt inn ekstra armering i utstikk på fundamentet. Utstikket er den eneste frie enden, og med en tverrsnittshøyde på 700 mm er det rimelig å legge inn et ekstra jern i senter lengderetning. Det er også valgt å legge inn to jern i bunn av bøylene som går opp i vegg for ekstra forankring. I overgang fundament og vegg er det lagt inn ekstra lengdearmering 2 meter opp i vegg på innside og utside. Armeringen forsterker konstruksjonen, og sikrer tverrsnittet mot riss.

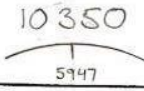
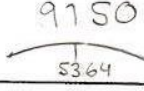
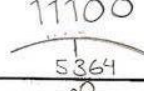
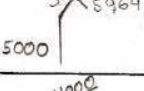
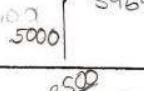
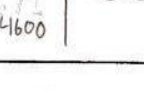
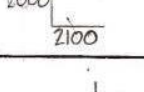
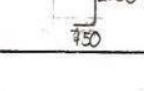
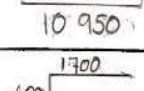
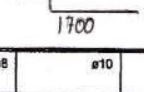


Figur 36: Armeringstegning med valgt armering.

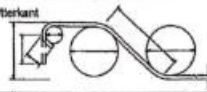
8.2 Bøyeliste


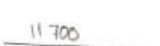

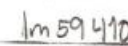

Det er sett bort i fra dordiameter da jern kommer ferdig til byggeplass, og det antas at leverandør overholder krav om tillatt dordiameter etter NS-EN 1992-1-1 punkt 8.3. Dordiameteren er minste diameter et jern kan bøyes om for å sikre overføring av krefter.

Bøyeliste				Prosjekt nr	Utarbeidet av	Utarbeidet dato
Konstruktør SVAS				Prosjekt	8445	31.04.21
				Tegning nr.		
				Dokument nr.	Stålkvalitet	Skisse-mål i mm, ytterkant
	B500NC		1			

Posnr.	Diam. (mm)	Antall	Lengde (mm)	Skisse (mm)	Sum Lengde (m)	Dord (mm)	Merknad	Rev. Dato		
P01	20	751	10350		7773		19 6199 Vekt: kg			
P02	25	751	9750		6872		26457 Vekt: kg			
P03	25	751	11100		8336		32 094 Vekt: kg			
P04	25	1501	8800		13 209		50 855 Vekt: kg			
P05	25	1501	9000		13 509		52 010 Vekt: kg			
P06	20	1501	8100		12 158		30 030 Vekt: kg			
P07	16	1501	4100		6154		9 723 Vekt: kg			
P08	20	1501	2750		4128		10 196 Vekt: kg			
P09	25	751	10950		8223		31 659 Vekt: kg			
P10	25	501	4000		6004		23 115 Vekt: kg			
Sum lengde (m)				ø8	ø10	ø12	ø16	ø20	ø25	ø32
Sum vekt (kg)										

Figur 37: Bøyeliste tilhørende armeringstegning DEL 1.

Bøyeliste		Prosjekt nr Tunnelportal	Utarbeidet av SMAS	Utarbeidet dato 31.04.21
Konstruktør SMAS		Prosjekt K1208		Kontrollert dato
		Tegning nr. 1		Revisjon
Dokument nr.		Stål/kvalitet B500NC		Skisse-mål i mm, ytterkant 
				Bøyeliste nr. 2

Posnr.	Diam. (mm)	Antall	Lengde (mm)	Skisse (mm)	Sum Lengde (m)	Dord (mm)	Merknad	Rev. Dato
P011	16	2154	600		12924		20 420 Vekt: kg	
P012	20	751	11700		8757		21704 Vekt: kg	
P013	16	3600	600		2160		3413 Vekt: kg	
P014	20	376	59410 1m				146743 Vekt: kg	
P015	16	2536	3100		7861		12422 Vekt: kg	
							Vekt: kg	
							Vekt: kg	
							Vekt: kg	
							Vekt: kg	
							Vekt: kg	
							Vekt: kg	
Sum lengde (m)					22945		68197	
Sum vekt (kg)					36255		68447	

Figur 38: Bøyeliste tilhørende armeringstegning DEL 2.

9. Mengder buet og firkantet tunnelportal

Mengdene fra dimensjonering av buet tunnelportal er brukt for å sammenligne de ulike utformingene. Det legges til grunn at mengder og arbeid tilhørende tverrvegger, tunnelinnløp, kontaktstøp, nisjer, jording, utsparing og fuktisolering av konstruksjonen ikke er inkludert i sammenligningen. Alle de nevnte delene er enten forholdsvis like uavhengig av konstruksjonstype, og det er anslått at tid og pris knyttet til disse delene ikke er avgjørende for valg av tunnelportal. Mengdene fra det generelle tverrsnittet utgjør over 85% av de totale mengdene, og vil gi et godt anslag på hvilken konstruksjon som er mest lønnsom.

Vegvesenets håndbok R762 "Prosesskode 2 – Standard beskrivelse for bruer og kaier" er brukt for å kartlegge ulike deler av arbeidet. Det er satt opp en kalkyle for hver av de to utformingene, hvor tall for timeverk per post og enhetspriser er hentet fra Skanska sine interne dokumenter. Timeverk er kalkulert basert på tidligere prosjekt og brukes til å anslå fremtidig antall timer på en konstruksjon. Av hensyn til konfidensialitet er det kun totalpris og totale timeverk som er presentert og drøftet i oppgaven.

9.1 Erfaringstall fra tidligere prosjekt

Kalkulatør i Skanska, Olai Meland, har bidratt med erfaringer knyttet til betongarbeid av en buet tunnelportal. Skanska har tidligere etablert to tunnelportaler på E18, kalt Danebro kulvert og Romsåstunnelen. Danebro kulverten er en frittstående kulvert med avtrappet portalinnang, mens Romsåstunnelen har kontaktstøp til fjell på samme måte som K1208. I etterkant av disse prosjektene er det estimert timeverk per enhet for forskaling, armering og betong. I begge tilfellene er det hentet ut tall for det generelle tverrsnittet, da timeverk tilknyttet kontaktstøp og andre avvik har betydelig høyere timeverk. Det er valgt å benytte gjennomsnittet av disse to konstruksjonene for å anslå timeverk på den buede portalen, se tabell 18. Vedlegg 4 viser utformingen til Danebro kulverten og Romsåstunnelen.

	Enhet	Danebro kulvert	Romsåstunnelen	Gjennomsnitt
Forskaling buet	m ²			
Armering	tonn			
Betong	m ³			

Tabell 19: Oversikt timeverk per enhet fra tidligere prosjekt.

9.2 Buet tunnelportal

Enhetspriser for forskaling av buet tunnelportal er sammenlignet med lignende poster på d12, ettersom Danebro kulverten og Romsåstunnelen ble etablert for flere år siden. Det presiseres at tall for timeverk og totalpris kun er et anslag, og at det er en viss usikkerhet knyttet til tallene. Det er mange uforutsette faktorer som kan virke inn på endelige tall for timeverk, men dette er gjeldende både for firkantet og buet tunnelportal. Kontaktstøp, portalinngang og nisjer bidrar til å øke usikkerheten i tallene, ettersom det ofte må gjøres flere tilpasninger på disse delene. Timeverkene vil kunne brukes i vurderingen av hvilken tunnelportal som er mest lønnsom, med forbehold om en viss usikkerhet i anslag på tid og kostnad.

9.2 Mengder per prosess

Uthenting av fysiske mengder fra de ulike tunnelportalene er gjort i Solibri. Det er valgt å fokusere på differansen mellom de to utformingene, ettersom det er avgrenset til det generelle tverrsnittet på tunnelportalen. Totalpris og totale timeverk omfatter ikke alle deler av tunnelportalen, og et resultat i prosent vil ikke være representativt for forskjellen mellom de to tunnelutformingene.

9.2.1. Timeverk

Tabell 19 viser oversikt over totale mengder per post, i tillegg til totalt timeverk for det generelle tverrsnittet for de ulike utformingene. Tabellen viser at dersom man benytter en buet tunnelportal sparer man 8 681 timer, i motsetning til dersom man benytter firkantet tunnelportal.

Totalt timeverk for rigg er vanskelig å anslå i forkant. Det er valgt å benytte det totale antallet timer Skanska har anslått på nåværende firkantet portal for både buet og firkantet utforming. Det ligger en viss usikkerhet i dette tallet, men det legges til grunn at det uavhengig av metode alltid vil være en stor usikkerhet når man anslår fremtidig rigg for en konstruksjon.

Post	Beskrivelse	Enhet	Firkantet portal			Buet portal			Differanse
			TV	Mengde	Opptjent TV	TV	Mengde	Opptjent	
§4.12	Oppsetting, vedlikehold og fjerning	RS		1			1		
§4.211	Plan forskaling, valgfri forskalingshud (ikke synlige)	m2		4080			0		
§4.212	Plan forskaling med lemmer (synlige flater)	m2		3232,5			0		
§4.221	Ensidig veggforskaling, valgfri forskalingshud (ikke synlige)	m2		240			210		
§4.231	Enkeltkrum forskaling, valgfri forskalingshud (ikke synlige)	m2		0			3423		
§4.232	Enkeltkrum forskaling med bord (synlige flater)	m2		0			3066,6		
§4.244	Forskaling av spalter (fugeåpninger)	m2		222			177		
§4.2513	Tillegg for vouter	m		300			0		
§4.31	Armering kamstål B500NC	tonn		1221,3			490		
§4.411	Betongavretting på løsmasser	m2		1700			1700		
§4.4129	Betong B45 SV-Standard med PP-fiber i vegger og	m3		3187,5			2236,92		
§4.4122	Betong B45 SV-Standard i bunnplate	m3		1356			1165,5		
§4.452	Avretting og bearbeiding av overflate som skal	m2		3570			3285		
§4.461	Herdetiltak for forskalte flater	m2		7462,5			2901,6		
§4.462	Herdetiltak for frie (uforskalte) overflater med	m2		3330			3285		
§4.8411	Injiseringsslange, levering og montering	m		600			300		
§4.8412	Injisering av injiseringsslange	m		600			300		
§4.842	Svellebånd	m		600			300		
§4.843	Waterstop for støpeskjøter	m		600			300		
§4.852	Fuger i betong under grunnvannstanden	m		320			280		
				28776,8				20095,574	8681,226

Tabell 20: Oversikt timeverk firkantet og buet tunnelportal.

9.2.2 Økonomi

Tabell 20 viser en oversikt over totale mengder og prisdifferanse per post. Tabellen viser at dersom man benytter en buet tunnelportal sparer man 9.167.974 kr i motsetning til dersom man benytter en firkantet tunnelportal. I sammenligningen er det brukt samme enhetspris for rett armering som for buet armering. I realiteten er det dyrere med buet armering, men i mangel på et godt erfaringstall er det valgt å benytte samme enhetspris for begge utformingene.

Post	Beskrivelse	Enhet	Firkantet portal			Buet portal			Differanse
			Enh pris	Mengde	Total kostnad	Enh pris	Mengde	Total kostnad	
§4.12	Oppsetting, vedlikehold og fjerning	RS		1			1		
§4.211	Plan forskaling, valgfri forskalingshud (ikke synlige flater)	m2		4080			0		
§4.212	Plan forskaling med lemmer (synlige flater)	m2		3232,5			0		
§4.221	Ensidig veggforskaling, valgfri forskalingshud (ikke synlige)	m2		240			210		
§4.231	Enkeltkrum forskaling, valgfri forskalingshud (ikke synlige)	m2		0			3423		
§4.232	Enkeltkrum forskaling med bord (synlige flater)	m2		0			3066,6		
§4.244	Forskaling av spalter (fugeåpninger)	m2		222			177		
§4.2513	Tillegg for vouter	m		300			0		
§4.31	Armering kamstål B500NC	tonn		1221,25			490		
§4.411	Betongavretting på løsmasser	m2		1 700,00			1 700,00		
§4.4129	Betong B45 SV-Standard med PP-fiber i vegger og dekke	m3		3187,5			2236,92		
§4.4122	Betong B45 SV-Standard i bunnplate	m3		1356			1165,5		
§4.452	Avretting og bearbeiding av overflate som skal belegges	m2		3570			3285		
§4.461	Herdetiltak for forskalte flater	m2		7462,5			2901,6		
§4.462	Herdetiltak for frie (uforskalte) overflater med	m2		3330			3285		
§4.8411	Injiseringsslange, levering og montering	m		600			300		
§4.8412	Injisering av injiseringsslange	m		600			300		
§4.842	Svellebånd	m		600			300		
§4.843	Waterstop for støpeskjøter	m		600			300		
§4.852	Fuger i betong under grunnvannstanden	m		320			280		
				36 760 838,53			27 592 864,18	9 167 974,36	

Tabell 21: Oversikt utregning av prisforskjell firkantet og buet tunnelportal.

9.2.3 Utelatte poster

I sammenligningen er noen poster utelatt enten fordi de ikke er en del av det generelle tverrsnittet eller fordi de ikke vil ha særlig innvirkning på resultatet. De utelatte postene er vist i tabell 22.

84.222 F06-F8	Ensidig veggforskaling med lemmer (synlige flater). Gjelder kontaktstøp
84.2517 F06-F8	Tillegg for slisser. Gjelder kontaktstøp
84.2521 F06-F8	Tillegg for bjelker. Gjelder tverrvegger
84.259 F06-F8	Tillegg for tverrsnittsendring
84.261 F06-F8	Tilpasning av forskaling mot berg over vann. Gjelder kontaktstøp
84.263 F06-F8	Forskalte støpeskjøter med gjennomgående armering. Gjelder tverrvegger
84.26589 F06-F8	Nisje for VA-ledning og kum
84.26593 F06-F8	Utsparing for jordingsbolt
84.411 F06-E1	Betongavretting på løsmasser. Beskyttelseslag over kulvert
84.862 F06-F8	Grupper av bolter eller gjengestenger med skjøtehylser mot forskalte flater. KL-anlegg

Tabell 22: Oversikt poster som ikke er inkludert i sammenligningen.

10. Sammenligning

Det er fordeler og ulemper med både buet og firkantet tunnelportal. Videre følger en sammenligning av overveiende fordeler og ulemper ved de ulike utformingene, både i økonomisk, tidsmessig og miljømessig perspektiv. Sammenligningen er avgrenset til det generelle tverrsnittet på tunnelportalen og omfatter alle tilhørende deler i betongarbeidet.

10.1 Betong

Den buede tunnelportalen har slankere tverrsnitt, og det spares 1142 kubikk betong ved å benytte en buet utforming fremfor en firkantet utforming. Betong har lavt timeverk og man betaler mer på selve betongen enn på arbeidet. 1142 kubikk betong tilsvarer et utslipp på 262,7 tonn CO₂ ved bruk av lavkarbonbetong klasse A. Utslipet minskes med ytterligere 7,2 tonn CO₂ på tilhørende levering og pumping av betong. 7,2 tonn CO₂ tilsvarer 2724 liter diesel ved bruk av 2,66 kg CO₂ per liter diesel (Norbetong, u.å.b).

Utforming	Betong- mengde [m ³]	m ³ pr bil	Antall turer	Avstand t/r	Forbruk diesel per mil	Forbruk diesel per m ³ pumping	Totalt utslipp i [liter]	Totalt utslipp i CO ₂ [tonn]
Firkantet	4543,5	8	568	7,8 km	5,8 liter	3 liter	10 748	28,56
Buet	3402,4	8	421	7,8 km	5,8 liter	3 liter	8024	21,34
								7,2

Tabell 23: Tall for utregning av utslipp ved betonglevering.

N400 7.3.2 angir en tyngdetetthet for armert betong på 25 kN/m³ betong for betong der armeringsmengden ikke overstiger 150 kg/m³ betong. Mengder per prosess viser en armeringsmengde på 144 kg/m³ for buet portal, og 270 kg/m³ for firkantet portal. Armeringsmengden viser at den buede portalen ligger rundt gjennomsnittet, mens den firkantede portalen har en god del mer armering enn hva som er vanlig. Et tverrsnitt som har 270 kg armering pr m³ betong kan i noen tilfeller føre til et produktivitetstap, eller plunder og heft som det kalles i byggebransjen (Paradigme AS, u.å). Det er ingen direkte årsak til plunder heft, men produktivitetstapet kommer som følge av mange jern som er tunge å flytte og som skal legges med riktig avstand. Armeringsmengden gir en pekepinn på at valgt armering i den buede portalen er i tråd med gjennomsnittet.

10.2 Armering

Armeringsmengden for den firkantete portalen er regnet for en etappe uten utsparinger, og videre ganget opp til 150 m. Armeringsmengden for den buede portalen er hentet fra bøyelisten i avsnitt 8.2 *Bøyeliste*. Den buede tunnelportalen har lite strekk i tverrsnittet og trenger 731 tonn mindre armering enn den firkantete portalen. Armering er den posten man sparer mest på, da det er snakk om store mengder og tidkrevende arbeid.

Armeringen kommer ferdig bøyd til anlegget, og det skal i grunnen ikke være mer utfordrende å legge buet armering enn å legge rett armering. En buet tunnelportal armeres ved hjelp av en flyttbar forskalingsbro som flyttes oppover langs buen. Ved firkantet utforming må det bygges stillas for å legge rette jern på vegger, ettersom portalen er såpass høy. På taket har man fordel av at det er flatt, som er det mest effektive for jernbinding.

I sammenligningen er det tatt utgangspunkt i samme enhetspris for rett og bøyd armering. I realiteten vil det være en høyere enhetspris for bøyd armering, men i mangel på et godt eksempel ble det benyttet samme enhetspris for de to utformingene. Det er litt til usikker side å benytte samme enhetspris da bøyd armering er dyrere å produsere og levere.

Produksjon av et tonn armering gir et utslipp på 360 kg CO₂ (Celsa Steelservice, 2020). Den buede tunnelportalen har 733 tonn mindre armering enn den firkantede, og det spares 264 tonn CO₂ totalt. Utslipp fra levering og oppføring av armering kommer i tillegg til denne mengden, men er ikke inkludert i sammenlikningen da det vil utgjøre små forskjeller.

10.3 Forskaling

Det benyttes ulike poster for forskaling på firkantet og buet tunnelportal. Ved både buet og firkantet tunnelportal benyttes en flyttbar forskalingsvogn på overbygningen, men der den ene har plan forskaling har den andre enkeltkrum forskaling. I begge tilfellene blir det benyttet en forskalingsvogn på innsiden av tverrsnittet, som kan senkes og flyttes uten omfattende demontering.

Forskalingsvogn benyttes kun under taket på den firkantede portalen. Veggene forskales med systemforskaling, hvor lemmer settes sammen til ønsket form. Forskalingen kan flyttes og brukes om igjen uten at den må tas fra hverandre, og er en tidseffektiv måte å forskale på.

På den buede portalen benyttes det forskalingsvogn på hele overbygningen. Ulempen med buet utforming er at det må forskales med bord, som kan være tidkrevende i motsetning til bruk av lemmer. Til gjengjeld sparer man mye tid ved å benytte forskalingsvogn fremfor systemforskaling på store deler av tverrsnittet.

Kostnader knyttet til den fysiske forskaling vil ikke være avgjørende i sammenligningen. Utstyr er ofte innleid, og det vil ikke være altfor store forskjeller mellom de to utformingene. Totale timeverk for forskalingspostene ble beregnet til [REDACTED] for firkantet portal, mens det for buet portal ble beregnet [REDACTED] timeverk. Det legges til grunn at den buede konstruksjonen har 897,9 m² mindre areal enn den firkantede, som er hovedgrunnen til at den firkantede portalen har flere timeverk enn den buede.

Det er valgt å avgrense til det generelle tverrsnittet. Det legges likevel til grunn at etablering av VA-nisjer og KL-anlegg i taket ikke vil være til hinder for bruk av forskalingsvogn ved en buet overbygning (R. Hove, personlig kommunikasjon, 15.04.2021).

10.4 Skjøt og fuge

En firkantet portal må støpes del for del, og det må etableres skjøter mellom bunn og vegg, og vegg og tak. Ved å benytte en buet utforming kan man støpe hele buen i ett, og det spares tid og penger ved å unnlate svellebånd, waterstop, injeksjonsslange og injisering av injeksjonsslange i skjøten. Skjøter innebærer tidkrevende arbeid med armering, da det må sikres at kreftene overføres mellom de ulike konstruksjonsdelene. I overgangene blir det ofte tett med jern, og det er krevende og få rett senteravstand mellom jernene. Den aktuelle tunnelportalen er under grunnvannstand, og sjansen for innstrømning av vann avtar jo færre skjøter det er. De ulike delene av skjøten er i seg selv ikke særlig avgjørende for tunnelutformingen, men totalt sett utgjør det tid og kostnad som kunne vært spart.

Etappene til tunnelportalen er satt til å være 20 m i nåværende portal, og etappelengden videreføres til den buede konstruksjonen. Støper man overbygningen i ett må man vite at det kan leveres slike mengder betong på samme dag. Overbygningen krever 288 m³ betong per etappe. Det er tidligere levert opp mot 350 m³ betong på d12 og mengden anses som gjennomførbar.

11. Drøfting

Nåværende firkantede portal ble valgt med bakgrunn i Bybanens Utbyggings *Prosjektering og Utbyggingsveileder*, som sier at bybanen gjennomgående skal ha firkantede portaler. En avgjørende faktor ved valget var at det på byggetrinn 3 ble bygd en lignende portal, som man kunne ta utgangspunkt i ved etablering av K1208.

Ved prosjektering av tunnelportalen er det satt inn vouter mellom vegg og tak, i tillegg til at taket er høyere på midten for å forhindre nedbøyning som vist på normalprofil i vedlegg 2.1. Vouter og forhøyning av taket på tunnelportalen er med på å øke kapasiteten, uten at det skaper store utfordringer i gjennomføringen. Den største ulempen ved å benytte firkantet tunnelportal er at det kreves store mengder betong og armering for å ta opp kreftene i tverrsnittet. Den store overfyllingshøyden er hovedårsaken til at det skapes store dimensjonerende krefter i tverrsnittet.

En av fordelene med firkantet tunnelutforming er at tverrsnittet er likt i portalinngangen som i det generelle tverrsnittet. På denne måten kommer endring av tverrsnittet i kontaktstøpen, som er enklere plass å bytte tverrsnitt enn mellom portalinngang og det generelle tverrsnittet. På den andre siden kan det argumenteres for at tverrsnittet uansett må endres inn mot bergtunnelen, noe som kunne vært gjort etter portalinngangen og ikke i overgang mellom det generelle tverrsnittet og kontaktstøp. Dette er muligens litt mer tidkrevende enn å endre tverrsnittet ved kontaktstøpen, men tunnelportalen vil ikke være synlig i tillegg til at det ikke vil veie opp for de andre fordelene med en buet tunnelportal.

En buet tunnelutforming fører lasten ned i veggene som trykk, og har lite strekk i tverrsnittet. Betong tåler godt trykk, og som resultatene viser er det muligheter for å spare opp mot 9 167 974 kr og 8 681 timeverk ved å benytte en buet tunnelportal. I tillegg spares det 534 tonn CO₂ kun på betong og armering, som er svært attraktivt ettersom Bybanen Utbygging er en del av Miljøløftet.

Tykkelsen på veggene i den buede tunnelportalen er valgt til 700 mm. Veggtykkelsen er valgt basert på tidligere kunnskap om buede utforminger i kombinasjon med teori. Det åpnes for at man kunne spart mer betong ved å velge ytterligere tynnere vegger på den buede portalen, men utregning for det er ikke gjennomført i denne oppgaven.

Overfyllingshøyden brukt i oppgaven er 8 m. Det legges til grunn at ved så store overhøyder er det i de fleste tilfeller mest lønnsomt å benytte buet utforming. Kalkulatør i Skanska, Olai Meland, anga at det etter erfaringer i bransjen ofte ble benyttet firkantede portal ved små overhøyder, tilsvarende 2-3m. (O. Meland, personlig kommunikasjon, 15.03.2021). Tunnelportalen på d12 skiller seg derfor ut ved valg av firkantet utforming ved en overfyllingshøyde på 8 m.

12. Konklusjon

Basert på resultatet og drøfting i denne oppgaven konkluderes det med at det vil være mest gunstig med en buet tunnelportal på d12. Konklusjonen tar hensyn til ulike aspekter innen økonomi, tid og miljø. Det er vanskelig å anslå helt nøyaktige tall for en fremtidig konstruksjon, men ettersom differansen i totalprisen er såpass stor vil det med stor sannsynlighet lønne seg med en buet tunnelutforming. Tabell 23 viser et kort sammendrag av kroner, timeverk og CO₂ spart ved å benytte en buet tunnelportal fremfor en firkantet tunnelportal.

Penger spart	Timeverk spart	CO ₂ spart
9 167 974,-	8 681 timer	534

Tabell 24: Oversikt over mengder spart ved buet tunnelportal fremfor firkantet.

Resultatet i oppgaven kan uavhengig av konklusjonen benyttes som supplement ved fremtidige valg av utforming for tunnelportaler.

13. Forslag til videre arbeid

Dimensjoneringen utført i oppgaven er avgrenset på flere områder for å begrense omfanget.

Punkter som bør vurderes videre for en fullkommen dimensjonering er:

- Vindlast fra ytre omgivelser.
- Utmatting fra lastsykluser fra Bybanen, ettersom bybanen vil passere i høy hastighet som bidrar til å skape sug i portalen.
- Beregning av fjellbolter i fundamentet.
- Kontroll av krav mot Bane NORs regelverk.
- Vurdering av kostnad med hensyn på installasjon av kjøreledninger. Festing av KL-master i ulike utforminger.
- Hensyn til utsparinger, nisjer, tverrvegger, kontaktstøp og tunnelinnløp.
- Dimensjonering i utmattings- og ulykkesgrensetilstand.
- Dimensjonering med hensyn til siloeffekt ved kutting av spunt.

Kilder

Aarhaug, Olav. R. (1984). *Geoteknikk og fundamenteringslære*
Trondheim: NKI

Aga, Frode. (05.02.2018) *Utrolig at man tørker bygg med diesellaggregat*
Hentet 20.04.2021 fra
<https://www.bygg.no/article/1342875>

Autodesk. (u.å.a). *BIM structural analysis software for engineers*
Hentet 10.02.2021 fra
<https://www.autodesk.com/products/robot-structural-analysis/overview?term=1-YEAR>

Autodesk. (u.å.b). *Flerfaglig BIM-programvare for koordinert design av høy kvalitet*
Hentet 10.02.2021 fra
<https://www.autodesk.no/products/revit/overview?term=1-YEAR>

Berg, Andreas. (2017). *Bybanen fra sentrum til Fyllingsdalen. Delstrekning 1: Nonneseter-Kronstad. PlanID 64040000. Områdereguleringsplan, forslag til 2. gangs behandling*
Bystyrets kontor. Hentet 12.05.21 fra
http://bergensprogrammet.no/wp-content/uploads/2016/11/Doknr-459_Vedtak_Bergen-Bystyre.pdf

Bergen kommune. (2015). *Bybanen: fra sentrum til Fyllingsdalen via Haukeland sykehus og Mindemyren*
Hentet 24.02.21 fra
<http://bergensprogrammet.no/wp-content/uploads/2014/10/Planprogram-Bybanen-fra-sentrum-til-Fyllingsdalen.pdf>

Betongsentrum. (u.å.a). *Lavkarbonbetong*
Hentet 10.04.21 fra
<https://www.betongsentrum.no/lavkarbonbetong/>

Betongsentrum. (u.å.b). *PP-Fiber*
Hentet 10.03.21 fra
<https://www.betongsentrum.no/produkt/pp-fiber/>

Bjørnstad, Lasse. (2016). *Kan vi bruke betong med god klimasamvittighet?*
Forskning.no
Hentet 16.03.21 fra
<https://forskning.no/bygningsmaterialer-klima/kan-vi-bruke-betong-med-god-klimasamvittighet/379248> Bybanen

Bybanen AS. (u.å.a). *Bærekraft*
Hentet 17.03.2021 fra
<https://www.bybanen.no/vi-er-bybanen/sikkerhet-miljo-og-klima/>

Bybanen AS. (u.å.b) *Bybanen AS*

Hentet 17.03.2021 fra

<https://www.bybanen.no/vi-er-bybanen/bybanen-as/>

Bybanen Utbygging. (2011a). *Prosjektering og utbyggingsveileder for bybanen*

Hentet 13.02.2021 fra

https://www.hordaland.no/globalassets/for-bybanen-utbygging/prosjekterings_veileder_bybanen.pdf?fbclid=IwAR1f_Ib_j7_bAbDpTLb4zQ_Qb8tW7klCqJ8se97M3Lx6rNV26KgbNGaTeN4

Bybanen Utbygging. (2019b). *Vedlegg A: Arbeidsbeskrivelse*

Hentet 10.04.2021 fra

Webforum [Internt dokument]

Celsa-steelservice. (2020). *Betong- & armeringstilbehør*

Hentet 13.04.2021 fra

<https://celsa-steelservice.no/brochures/armeringstillbehor.pdf>

Holte Consulting. (2017). *KS2 BYBANE BERGEN SENTRUM – FYLLINGSDALEN, BTR 4*

Hentet 17.04.2021 fra

<https://www.hordaland.no/globalassets/for-hfk/pdf-til-nyheiter-2017-og-2018/rapporbybanefyllingsdalen.pdf>

Mathcad. (u.å). *Mathcad prime 7*

Hentet 10.04.2021 fra

<https://www.mathcad.com/en/>

Miljøloftet. (2018). *Dette er Miljøloftet*

Hentet 15.03.2021 fra

<https://xn--miljloftet-o8ab.no/detteerMiljoloftet/>

Norbetong. (u.å.a). *Grunnleggende om betong*

Hentet 21.02.21 fra

<https://www.norbetong.no/no/node/2922>

Norbetong. (u.å.b). *Transport*

Hentet 21.04.21 fra

<https://www.norbetong.no/no/Transport>

Norsk Standard. (u.å.a). *Eurokoder*

Hentet 25.02.21 fra

<https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/>

Norsk Standard. (u.å.b). *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner* (NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016)

Hentet 25.02.21 fra

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=814847>

Plan- og bygningsloven. (2008). *Lov om planlegging og byggesaksbehandling (LOV-2020-12-18-151)*

Hentet 25.02.21 fra

<https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71>

Sletten, Ove. (2009). *Bruerveiledning for BTSnitt versjon 6.0*

Hentet 16.04.2021 fra

<http://www.ove-sletten.no/brukerveiledning/BTSNITT.pdf>

Solibri. (u.å.). *Solibri puts you in control of model quality*

Hentet 11.04.2021 fra

<https://www.solibri.com/our-offering>

Statens vegvesen. (2015a). *Bruprosjektering: Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner. Håndbok N400*

Hentet 29.01.21 fra

https://www.vegvesen.no/_attachment/865860/binary/1030718

Statens vegvesen. (2018b). *Håndbok R76: Prosesskode 2 – Standard beskrivelse for bruer og kaier.*

Hentet 11.04.21 fra

https://www.vegvesen.no/_attachment/2362834/

Statens vegvesen. (u.å.c). *Håndbok V220: Foreløpig utkast kapittel 19*

Tilsendt av veileder

[Internt dokument]

Sweco Norge AS. (2016a). *Teknisk Forprosjekt*

Hentet 29.01.21 fra

http://bergensprogrammet.no/wp-content/uploads/2016/12/E_Teknisk_forprosjekt_Delstrekning_1.pdf?fbclid=IwAR2kUYM4mpgcSNfLFVva_i4WWk_2h7miB2Y7gdCApggtuFCPda1MyLY-Kss

Sweco Norge AS. (2018b). *Søknad om utslippav byggegrops- og tunneldrivevann i Fløen D12*

Hentet 29.01.21 fra

<https://www.statsforvalteren.no/siteassets/utgatt/fm-hordaland/dokument-fmho/miljo-og-klima/horinger/bybanen/soknad-bybanen-til-fyllingsdalen.pdf>

Sweco Norge AS. (2018c). *Bilag A7 Geoteknisk rapport D12*

Hentet 15.01.21 fra

Webforum [Internt dokument]

Sweco Norge AS. (2020d). *Parsellhagen - tilbakefylling av masser*
Hentet 15.01.21 fra
Webforum [Internt dokument]

Sweco Norge AS. (2019e). *K1208 – Cut & Cover Fløen*
(D01_012_K_Kon_14_00803)
Hentet 12.02.21 fra
Webforum [Internt dokument]

Sweco Norge AS. (2017f). *Miljøoppfølgingsplan (MOP)*,
Hentet 15.03.2021 fra:
http://bergensprogrammet.no/wp-content/uploads/2016/11/G_Milj%C3%B8oppf%C3%B8lgingsplan.pdf

Sweco Norge AS. (2021g). *D01_012_fm_Kon_K1208_50001*
Hentet 20.01.2021

Sweco Norge AS. (2020h). *Tilbakefyllingsplan*
(D01_012_K_Kon_12_00801)
Hentet 15.01.21 fra
Webforum [Internt dokument]

Sweco Norge AS. (2019i). *Normalprofil, Dobbelspor tunnel d12*
(D01_012_F_AnI_04_00001-pdf)
Hentet 15.05.2021 fra
Webforum [Internt dokument]

Sørensen, Ivar. (2016). *Betongkonstruksjoner, Akademika*

Teknisk Forskrift. (2017a). *Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning*
Hentet 25.02.21 fra
<https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/>

Teknisk Forskrift. (2017b). *Kapittel 10 Konstruksjonssikkerhet*
Hentet 25.02.21 fra
<https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/10/10-2/>

Teknisk sjef. (2019). *Teknisk regelverk for prosjektering og bygging*
Hentet 25.01.21 fra
<https://docplayer.me/56376720-Teknisk-regelverk-for-bygging-og-prosjektering-b-over-og-underbygning-1-overbygning-3-konstruksjonsprofiler.html>

Tryti, A.E. (2017). *Bybanen fra sentrum til Fyllingsdalen. Delstrekning 1: Nonneseter-Kronstad. Områdereguleringsplan. PlanID 64040000. Forslag til 1. gangs behandling for offentlig ettersyn*
Hentet 13.03.2021 fra
http://bergensprogrammet.no/wp-content/uploads/2016/11/Byrådssak_Delstrekning1.pdf

Veglova. (1963). *Lov om vegar (LOV-2020-05-07-40)*
Hentet 12.05.21 fra
<https://lovdata.no/dokument/NL/lov/1963-06-21-23>

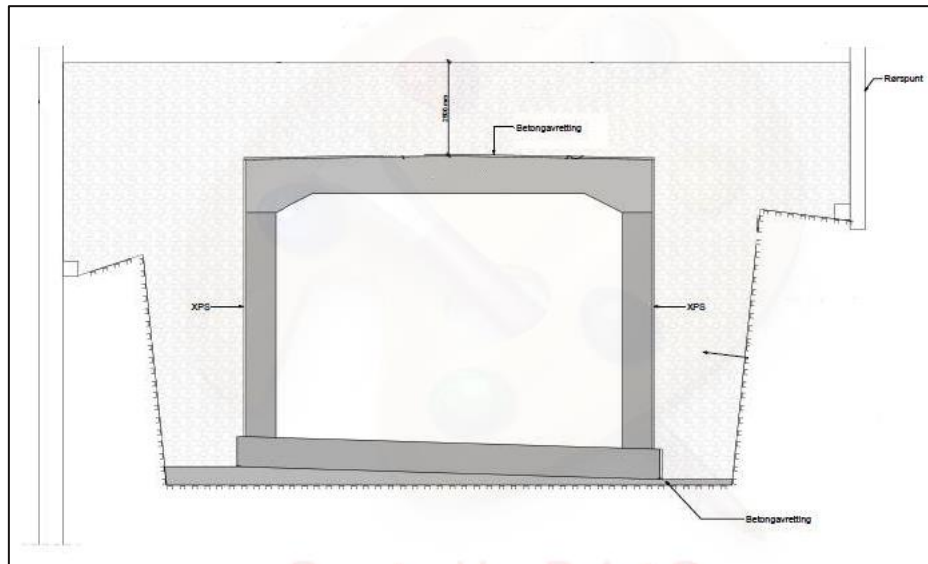
Webfourm(2021) *D01_012_tm_TvFh_Fløen-Kronstad_50001.*
Hentet 20.01.2021 fra
Webforum [Internt dokument]

Øderud, H. & Nordahl, R. (21.02.2020) *Bro*
Hentet 10.02.2021 fra
<https://snl.no/bro>

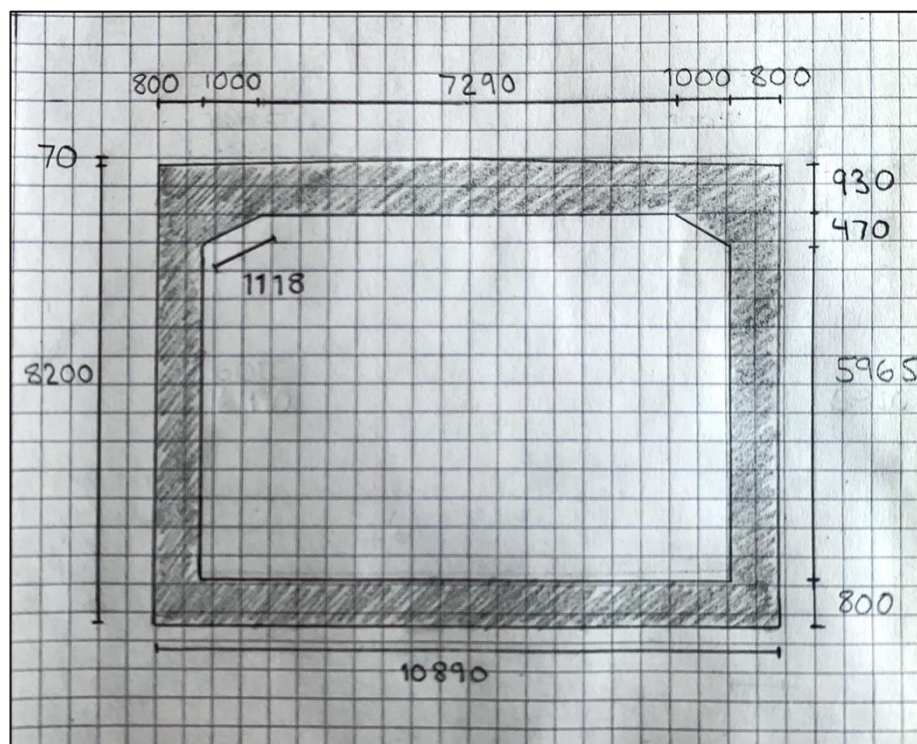
Vedlegg 1 – Grunnlag

1.1 Nåværende løsning tunnelportal

Utklipp av nåværende løsning. (Sweco (2019): D01_012_K_Kon_12_08001.pdf)
 [Internt dokument]]

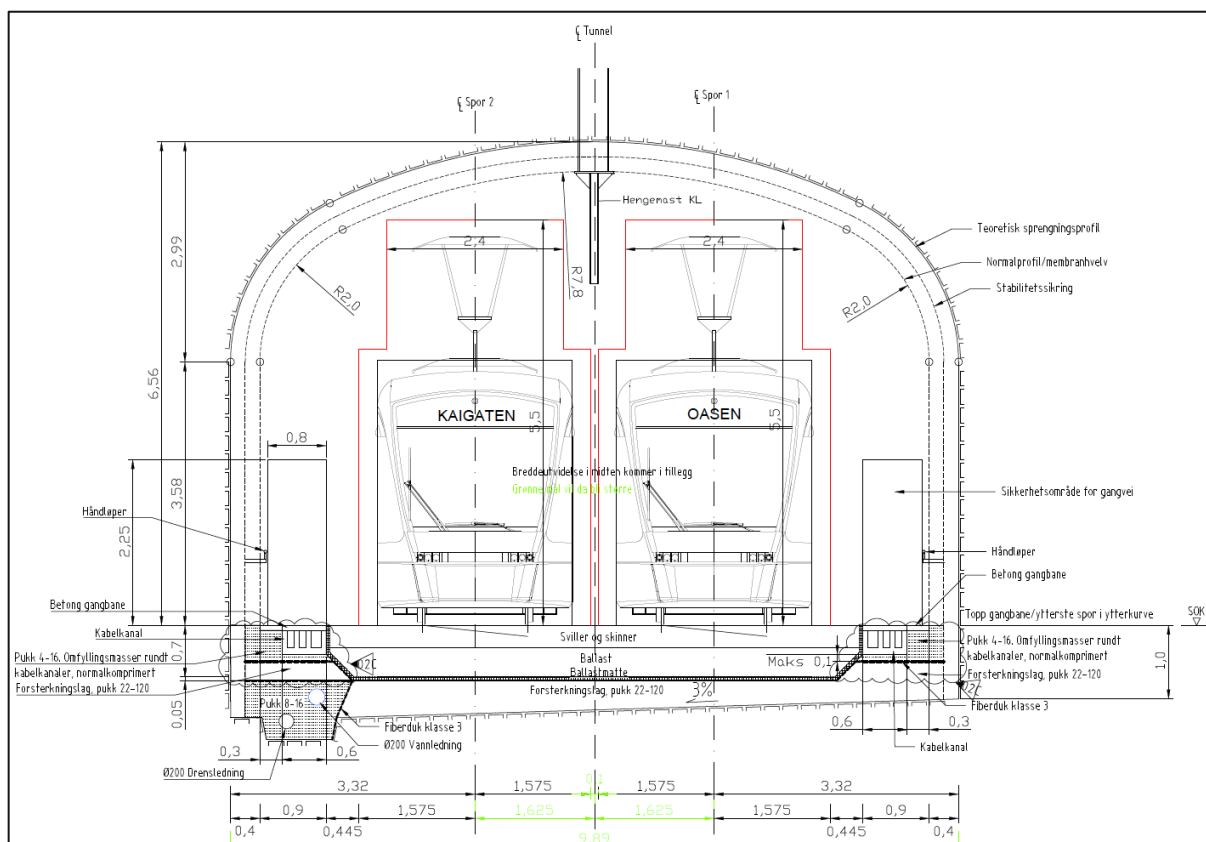


1.2 Skisse av dimensjoner på firkantet portal



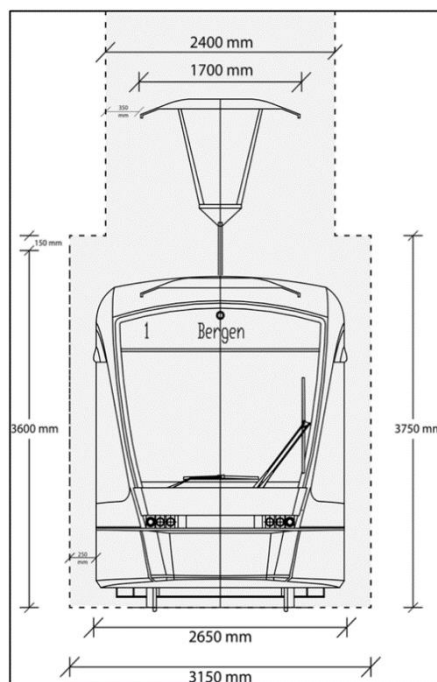
1.3 Utklipp tunneltverrsnitt Løvstakktunnelen.

Utklipp av normalprofil Løvstakktunnelen (Sweco (2021), D01_012_F_An1_04_00001-pdf)
 [Internt dokument]

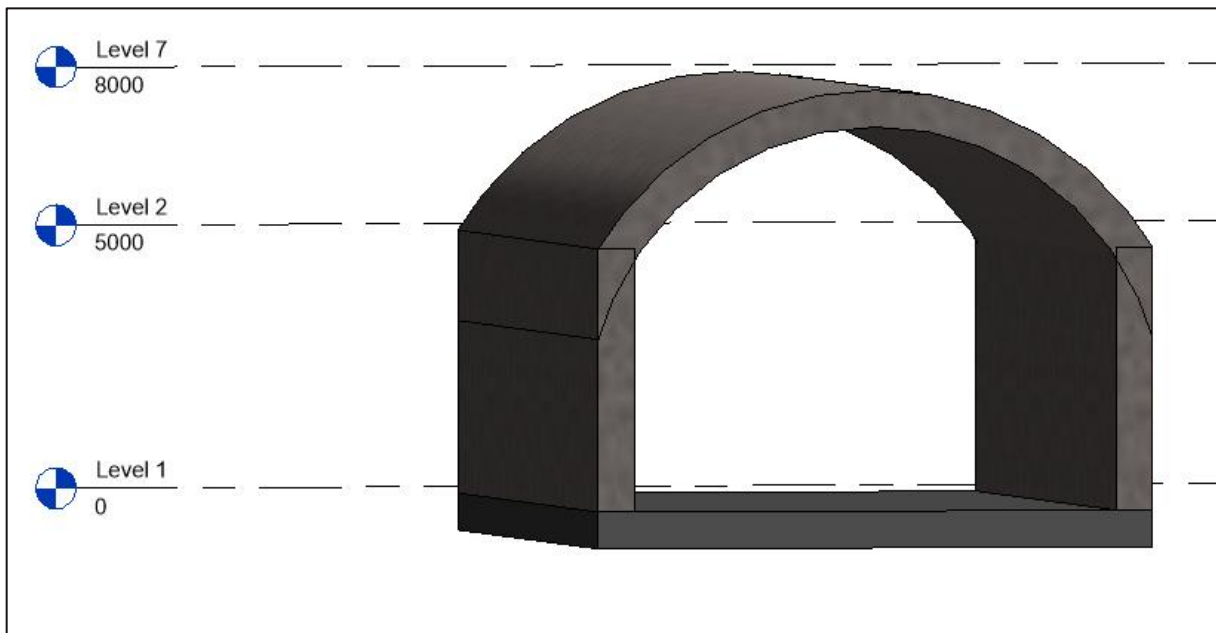


1.4 Dynamisk profil for bybanen

Utklipp av (Teknisk sjef (2019), Teknisk Regelverk 05-Feb 2019.pdf)



1.5 Modell i Revit



Vedlegg 2 – Dimensjonering av tunnelportal bruddgrense

2.1 Dimensjoneringsgrunnlag

Egenvekt		Håndbok N400
N400 7.3.2:	Betongens egenvekt inkl. armering	$g_k := 25 \frac{kN}{m^3}$
Arbeidstegning 00803 - Sweco	Bybanen Utbygging har i tidligere fase angitt at det skal dimensjoneres for fremtidig bebyggelse på området over kulverten. Karakteristisk overflatelast er satt til 65kN/m ² .	$P_{k.1} := 65 \frac{kN}{m^2}$
Snølast		NS-EN 1991-1-3
5.2 (7):	<u>Topografifaktor</u>	
Tab 5.1	Normal topografi	
	$C_e := 1.0$	
5.2 (8):	<u>Termisk koeffisient</u>	
	Ingen høy varmegjennomgang <1 W/m ² K	
	$C_t := 1.0$	
5.3:	<u>Formfaktor</u>	
Fig 5.2	Ingen nærliggende høye bygg	
Tab. 5.2	Snø på bakken, kan ikke gli ned fra tak	
	$\alpha := 0$ $\mu_1 := 0.8$	
[NA.4.1]	<u>Karakteristisk snølast - Bergen</u>	
NA. 4.1:	$S_{k0} := 2.0 \frac{kN}{m^2}$ $\Delta S_k := 0.5 \frac{kN}{m^2}$	
	$H_g := 150 m$ $H := 0$	
NA.4.1 (1):	Ettersom $H < H_g$ settes S_{k0} lik S_k fordi n er negativt	
	$S_k := S_{k0}$	
5.1:	$S := \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k$	$S = 1.6 \frac{kN}{m^2}$

7.4	Betongoverdekning	Håndbok N400
	Minste avstand mellom betongoverflaten og nærmeste armeringsjern.	
	Eksponeeringsklasse XC3 - Innvendige overflater "mot tørre tilgjengelige hulrom"	
7.4.1:	<u>Konstruktiv armering - C_{nom}</u>	
	Setter minste kamstål til 32mm selv om armeringen enda ikke er bestemt. $C_{min,dur}$ er uansett dimensjonerende så antakelsen spiller ikke inn på resultatet.	
7.4.2:	$C_{min} = \max(C_{min,b}, C_{min,dur}, 10\text{mm})$	
Tab. 7.2	Minste overdekning av hensyn til bestandighet: Øker med 10 mm pga glideforskaling.	$C_{min,dur} := 35\text{ mm} + 10\text{ mm}$
7.4.2:	Minste overdekning av hensyn til heft:	$C_{min,b} := 32\text{ mm}$
7.4.2:	Minste overdekning, heft dimensjonerende:	$C_{min} := 45\text{ mm}$
7.4.3:	Overdekningstoleranse:	
	$\Delta C_{dev} = 15\text{ mm}$ for $C_{min} < 70\text{mm}$	$\Delta C_{dev} := 15\text{ mm}$
	Nominell overdekning:	
7.4.4:	$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev}$	$C_{nom} = 60\text{ mm}$
7.4.1:	<u>Monteringsstenger c</u>	
	Overdekningstoleranse:	
	$\Delta C_{dev} = 5\text{ mm}$ for $C_{min} < 70\text{mm}$	$\Delta C_{dev} := 5\text{ mm}$
	$c := C_{min} + \Delta C_{dev}$	$c = 50\text{ mm}$

Eksponeeringsklasse XD1 - Utvendig overflate vegger og tak
"konstruksjonsdeler som kan bli utsatt for salt"

7.4.1:	<u>Konstruktiv armering - C_{nom}</u> Setter minste kamstål til 32mm selv om armeringen enda ikke er bestemt. $C_{min,dur}$ er uansett dimensjonerende så antakelsen spiller ikke inn på resultatet.	
7.4.2:	$C_{min} = \max(C_{min,b}, C_{min,dur}, 10\text{mm})$	
Tab. 7.2	Minste overdekning av hensyn til bestandighet:	$c_{min,dur} := 60 \text{ mm}$
7.4.2:	Minste overdekning av hensyn til heft:	$c_{min,b} := 32 \text{ mm}$
7.4.2:	Minste overdekning, heft dimensjonerende:	$c_{min} := 60 \text{ mm}$
7.4.3:	Overdekningstoleranse: $\Delta C_{dev} = 15 \text{ mm for } C_{min} < 70\text{mm}$	$\Delta c_{dev} := 15 \text{ mm}$
	Nominell overdekning:	
7.4.4:	$c_{nom} := c_{min} + \Delta c_{dev}$	$c_{nom} = 75 \text{ mm}$
7.4.1:	<u>Monteringsstenger C_{min}</u> Overdekningstoleranse: $\Delta C_{dev} = 5 \text{ mm for } C_{min} < 70\text{mm}$	$\Delta c_{dev} := 5 \text{ mm}$
	$c := c_{min} + \Delta c_{dev}$	$c = 65 \text{ mm}$

Eksponeeringsklasse XD1 - Mot betongavretting
"Mot betongavretting"

7.4.1:	<u>Konstruktiv armering - C_{nom}</u> Setter minste kamstål til 32mm selv om armeringen enda ikke er bestemt. $C_{min,dur}$ er uansett dimensjonerende så antakelsen spiller ikke inn på resultatet.	
7.4.2:	$C_{min} = \max(C_{min,b}, C_{min,dur}, 10\text{mm})$	
Tab. 7.2	Minste overdekning av hensyn til bestandighet:	$c_{min,dur} := 60 \text{ mm}$
7.4.2:	Minste overdekning av hensyn til heft:	$c_{min,b} := 32 \text{ mm}$
7.4.2:	Minste overdekning, heft dimensjonerende:	$c_{min} := 60 \text{ mm}$
7.4.3:	Overdekningstoleranse: $\Delta C_{dev} = 15 \text{ mm for } C_{min} < 70\text{mm}$ Nominell overdekning:	$\Delta c_{dev} := 15 \text{ mm}$
7.4.4:	$c_{nom} := c_{min} + \Delta c_{dev}$	$c_{nom} = 75 \text{ mm}$
7.4.1:	<u>Monteringsstenger C_{min}</u> Overdekningstoleranse: $\Delta C_{dev} = 5 \text{ mm for } C_{min} < 70\text{mm}$ $c := c_{min} + \Delta c_{dev}$	$\Delta c_{dev} := 5 \text{ mm}$ $c = 65 \text{ mm}$

Geotekniske laster		Håndbok V220	
V220 2.9.5.1 tab. 2.39:	Tyngdetetthet komprimerte masser		
	Sand	$\varphi_{sand} := 36^\circ$	$\gamma_{sand} := 18 \frac{kN}{m^3}$
	Pukk	$\varphi_{pukk} := 38^\circ$	$\gamma_{pukk} := 19 \frac{kN}{m^3}$
	Sprengstein	$\varphi_{sprengstein} := 42^\circ$	$\gamma_{sprengstein} := 19 \frac{kN}{m^3}$
<i>Geoteknikk og fundamenterings- lære 2.3. s.32:</i>	Grunnvann		$\gamma_w := 10 \frac{kN}{m^3}$
Materialfaktor			
<i>Geoteknikk og fundamenterings- lære:</i>	Setter sikkerhetskoeffisienten lik 1.4 for klasse CC2. V220 Tabell 0-1.		$\gamma_m := 1.4$
<i>Geoteknikk og fundamenterings- lære, 5.4.2:</i>	Setter attraksjonen a lik 0 i aktiv sone i langtidstilstand.		$a := 0$
Utrekning			
<u>Jordtrykkskoeffisient</u>			
<i>Geoteknikk og fundamenterings- lære:</i>	Setter helningsvinkel til terreng lik 0 ettersom det er brukt høyden til høyeste punktet i etappen. Ved videre dimensjonering av konstruksjonen må skjevbelastning pga helning tas i betraktning		$\beta := 0$
NS-EN 1997 9.5.2 (3):	$K_{0,sprengstein} := 1 - \sin(\varphi_{sprengstein})$	$K_{0,sprengstein} = 0.331$	
<u>Bruddgrense</u>			
	$K_{0,sprengstein,høy} := 0.4$	$K_{0,sprengstein,lav} := 0.2$	
<u>Bruksgrense</u>			
	$K_{0,sprengstein} := 0.3$		

Forklaring utregning geotekniske laster i excel

X - breddekoordinat kulvert

Y - høydekoordinat kulvert

Hgv - terreng høyden til grunnvannet relativ til eget koordinatsystem

Hjord - terreng høyden til massene relativ til eget koordinatsystem

dH - Avstand OK kulvert til terrengoverflate

Pv - Grunntrykk uten hensyn til grunnvann $\sigma_z' := dH \cdot \gamma$

Ph (0,2) - Jordtrykk med lav jordtrykkskoeffisient $\sigma_x' := K_0' \cdot \sigma_z$

Ph (0,4) - Jordtrykk med høy jordtrykkskoeffisient $\sigma_x' := K_0' \cdot \sigma_z$

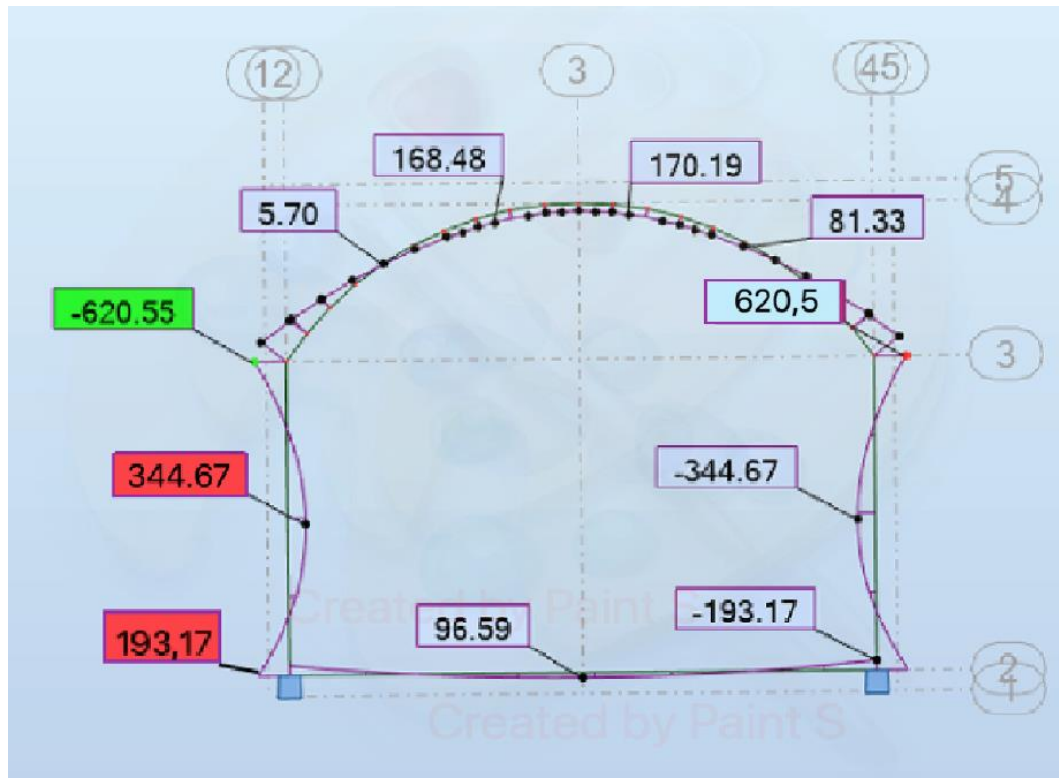
dHgv - Avstand OK kulvert til grunnvann

Vanntrykk - Grunnvannstrykk $u := \gamma_w \cdot dH_{gv}$

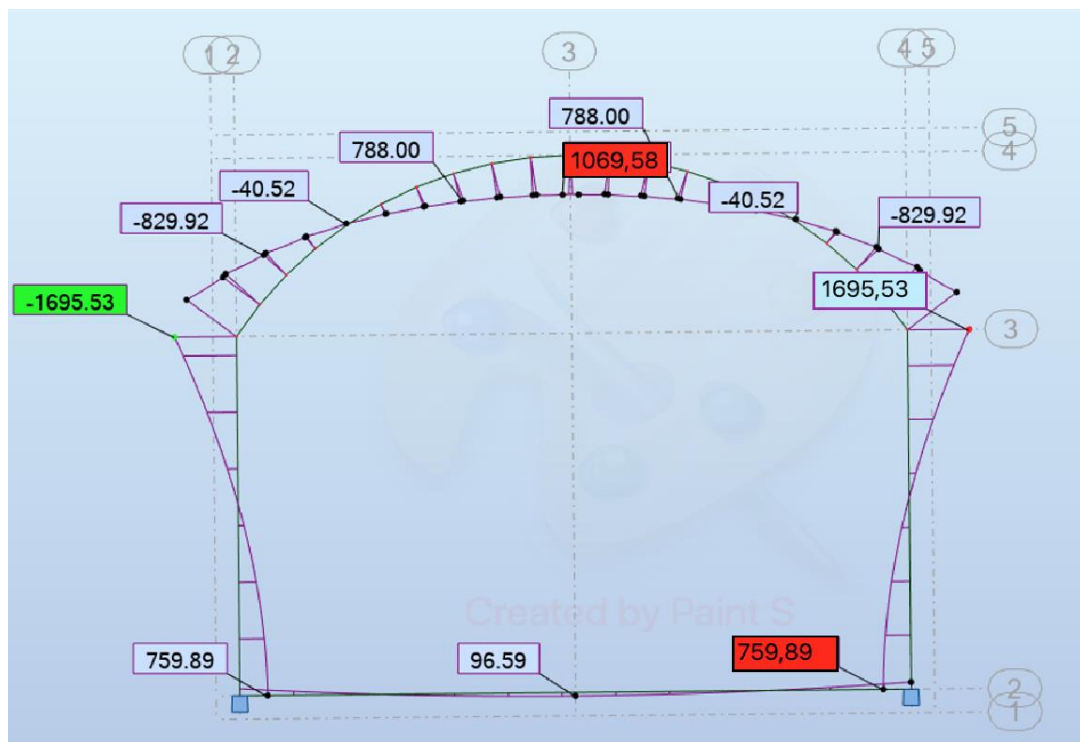
Grunntrykk - Vertikalt grunntrykk inkludert hensyn til vann $\sigma_z := \sigma_z' + u$

2.2 Momentdiagram - Dimensjonerende moment

Dimensjonerende moment i snitt 4. ULS 1



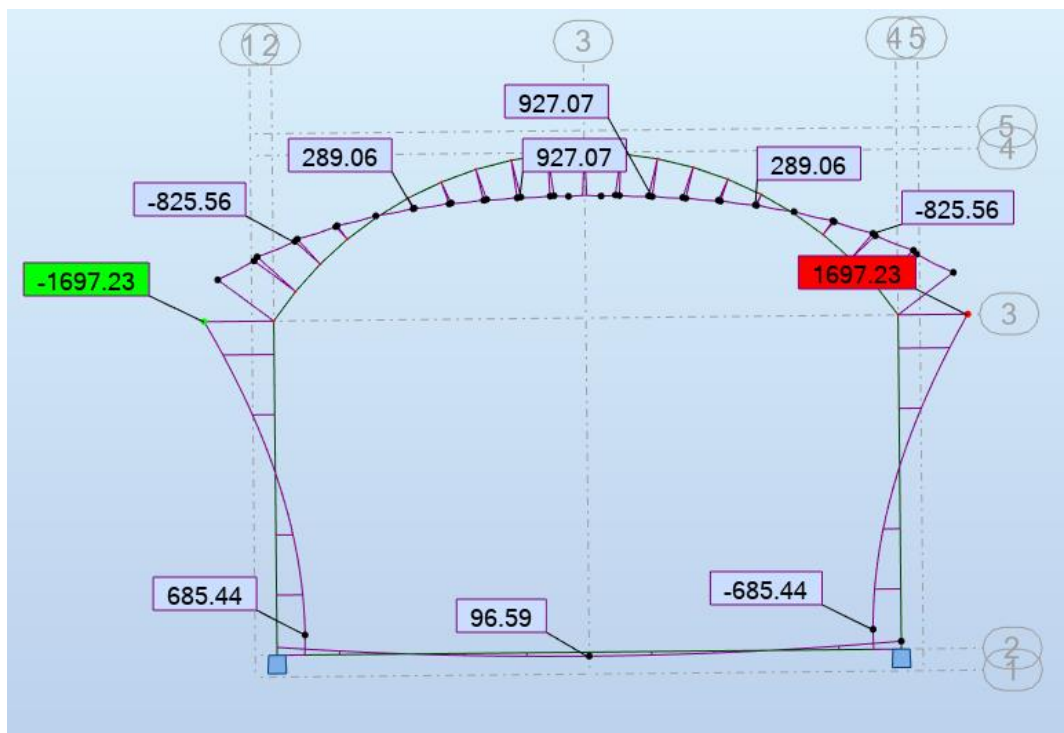
Dimensjonerende moment i snitt 1, 4 og fundamentet. ULS 2



Dimensjonerende moment i snitt 3. ULS 3

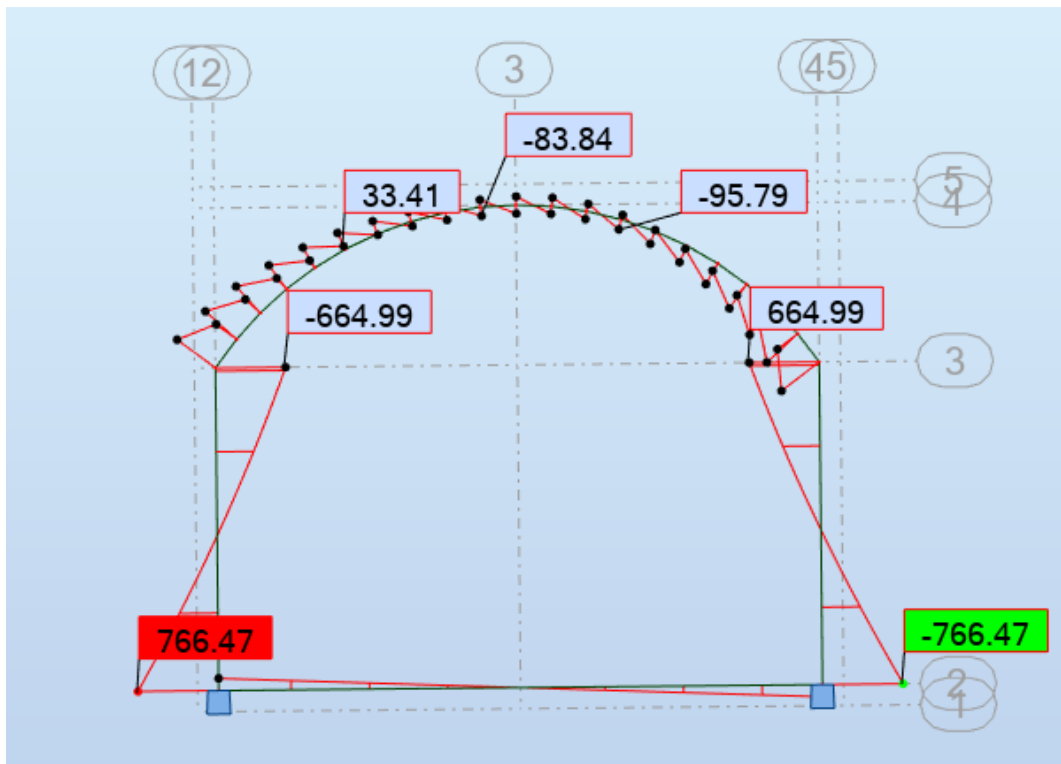


Dimensjonerende moment i snitt 2. ULS 4

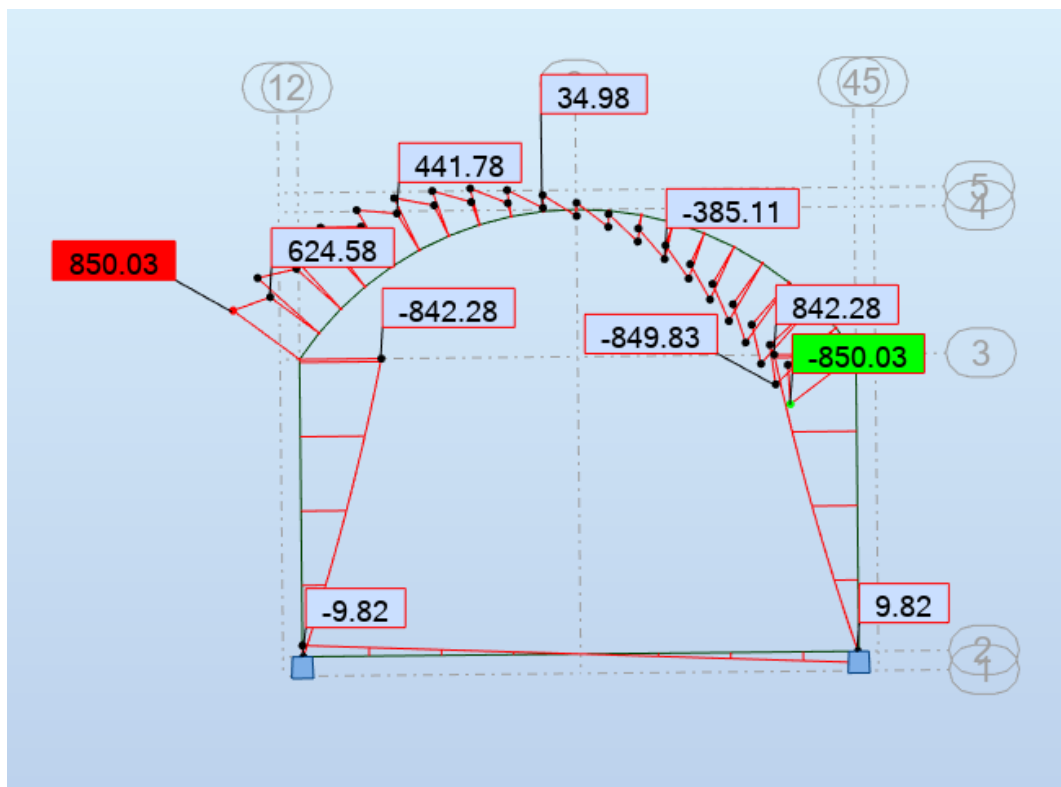


2.3 Skjærkraftdiagram - Dimensjonerende skjærkraft

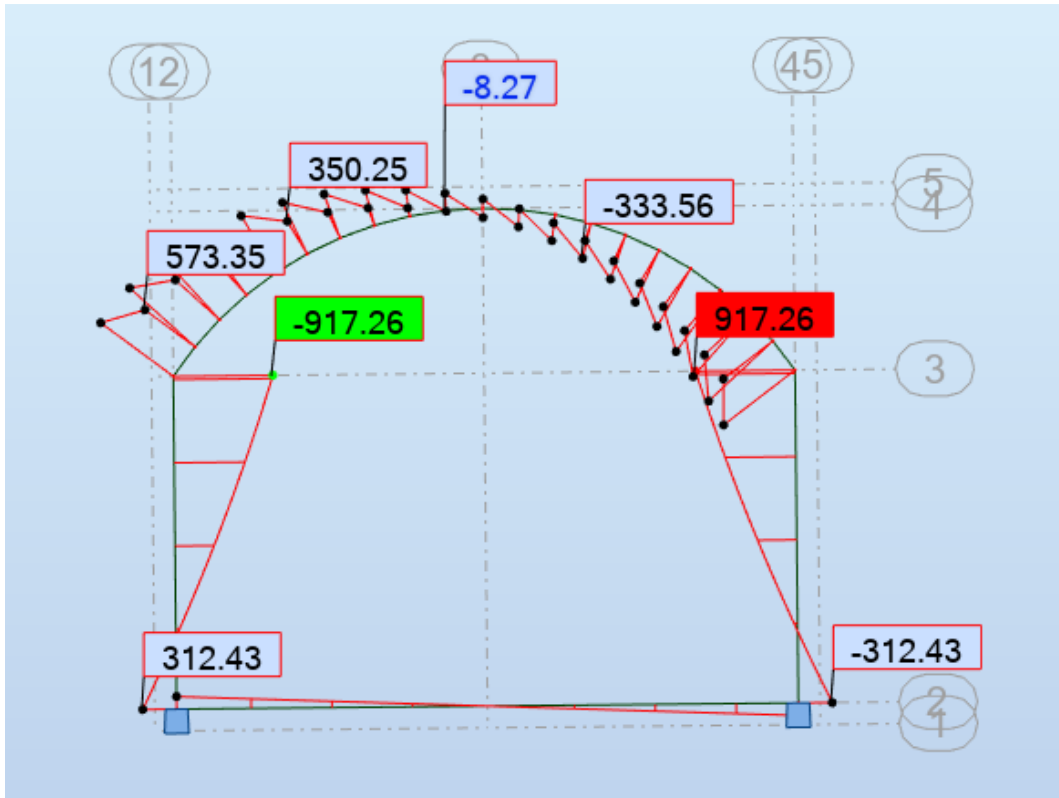
Dimensjonerende skjærkraft i snitt 4. ULS 1



Dimensjonerende skjærkraft over buen mellom snitt 1 og 2. ULS 2

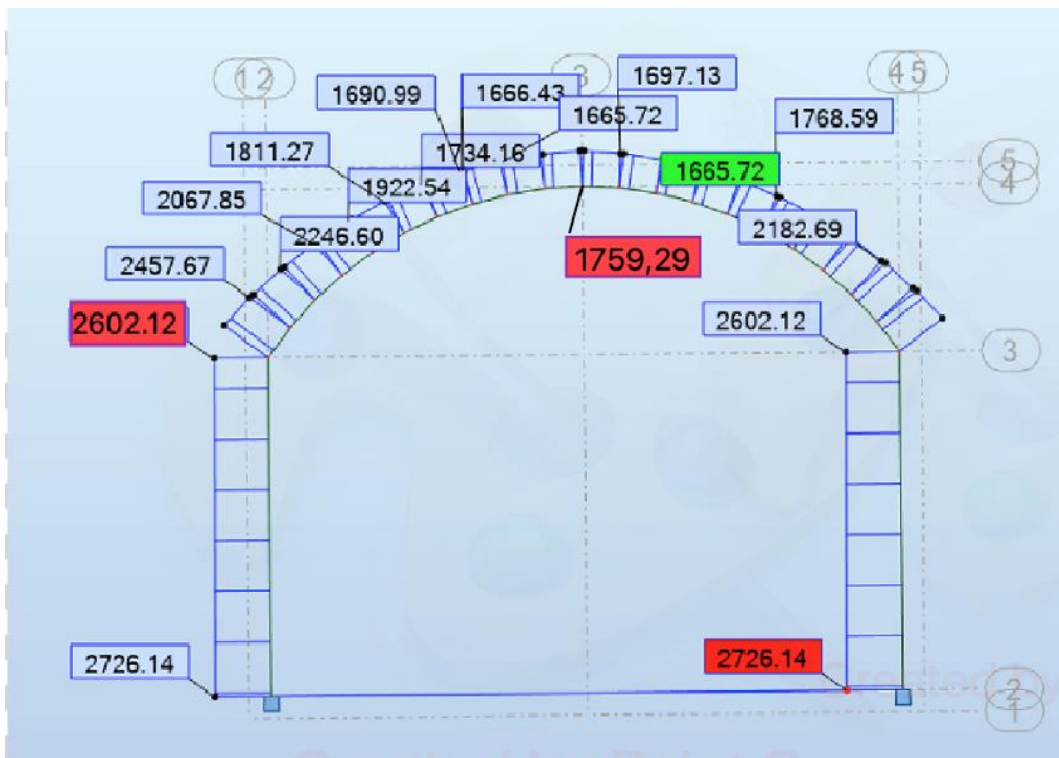


Dimensjonerende skjærkraft i snitt 2. ULS 5



2.4 Aksialkraftdiagram - Dimensjonerende aksialkraft

Dimensjonerende aksialkraft i alle snitt. ULS 5



2.5 Armering

N400 7.8:

Armering

Kamstål >12mm. Alle tverrsnittsdeler skal være dobbeltarmert i begge retninger.

Dimensjoneringsgrunnlag

Se punkt 5. Dimensjoneringsgrunnlag for tilhørende beskrivelse

B500 NC

$$f_{yk} := 500 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.783 \frac{N}{mm^2} \quad f_{ctm} := 3.8 \cdot MPa$$

B45

$$f_{ck} := 45 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad f_{cd} := \frac{f_{ck} \cdot 0.85}{1.5} = 25.5 \frac{N}{mm^2}$$

Overdekning

Minste overdekning. Se vedlegg 2.1 for utregning.

	Monteringsarmering	Konstruktiv armering
Innvendige overflater	60 +/- 15mm	50 +/- 5mm
Utvendige overflater	75 +/- 15mm	65 +/- 5mm
Mot betongavretting	75 +/- 15mm	65 +/- 5mm

$$C_{nom.inv} := 60 \text{ mm} \quad C_{nom.utv} := 75 \text{ mm} \quad C_{nom.bunn} := 75 \text{ mm}$$

$$C_{min.inv} := 50 \text{ mm} \quad C_{min.utv} := 65 \text{ mm} \quad C_{min.bunn} := 65 \text{ mm}$$

Materialdata

$$\phi_{12} := 12 \text{ mm} \quad \phi_{12} := 113 \cdot mm^2 \quad \phi_{16} := 201 \cdot mm^2$$

$$\phi_{25} := 25 \text{ mm} \quad \phi_{20} := 314 \cdot mm^2 \quad \phi_{25} := 491 \cdot mm^2$$

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

$$t_{vegg} := 700 \cdot mm \quad t_{bunn} := 700 \cdot mm \quad t_{bue} := 700 \cdot mm$$

Velger tss å benytte største overdekning, dimensjonerer for to lag armering.

$$d := t_{vegg} - C_{nom.utv} - 25 \text{ mm} - \frac{32 \text{ mm}}{2} = 584 \text{ mm} \quad z := 0.95 \cdot d = 554.8 \text{ mm}$$

Dimensjonerende momenter

Se vedlegg 2.2:	Snitt 1 - Strekk underkant bue	$M_{ed, felt, bue} := 1069.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Se vedlegg 2.2:	Snitt 2 - Strekk ytterkant overgang vegg og bue	$M_{ed, yk, vegg} := 1697.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Se vedlegg 2.2:	Snitt 3 - Strekk innerkant vegg	$M_{ed, ik, vegg} := 519.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Se vedlegg 2.2:	Snitt 4 - Strekk ytterkant overgang vegg og fundament	$M_{ed, hj, yk} := 193.17 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Se vedlegg 2.2:	Snitt 4 - Strekk innerkant overgang vegg og fundament	$M_{ed, hj, ik} := 750.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Kontroll av trykksone

Trykksonebredde, 1 m stripe: $b_t := 1000 \text{ mm}$

Momentkapasitet trykksonen: $M_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_t \cdot d^2 = 2391.655 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Delvis utnyttet trykksone --> $M_{Rd} > M_{ed}$

Ikke beregningsmessig behov for trykkarmering i noen snitt.

Minimumsarmering

Krav til minimumsarmering for tak- og fundament

N400 7.8.5: N400 angir krav på maks senteravstand 200 mm for fundament. Kamstål > 16mm.

N400 7.8.7: N400 angir krav på maks senteravstand 200 mm for overbygning. Kamstål > 16mm.

$$s_{max} := 200 \cdot mm$$

NS-EN 1992-1-1
9.2.1.1: $As_{min.1} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 1153.984 \text{ mm}^2$

$$As_{min.2} := 0.0013 \cdot b_t \cdot d = 759.2 \text{ mm}^2$$

Hensyn til maks senteravstand: $As_{min.3} := \frac{\phi_{16}}{s_{max}} \cdot 1000 \text{ mm} = 1005 \text{ mm}^2$

Minimumsarmering tak- og fundament:

$$As_{min} := \max(As_{min.1}, As_{min.2}, As_{min.3}) = 1153.984 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{1000 \text{ mm}}{(As_{min})} \cdot \phi_{20} = 272.101 \text{ mm} \quad \underline{1 \text{ lag kam } 20 \text{ cc } 200}$$

Krav til minimumsarmering for vegger

N400 7.8.6: N400 angir krav på maks senteravstand 200 mm for vegger. Kamstål > 16mm.
Gjelder vertikal og horisontalarmering.

$$s_{max} := 200 \cdot mm$$

$$As_{min} := \frac{\phi_{16}}{s_{max}} \cdot 1000 \text{ mm} = 1005 \text{ mm}^2$$

NS-EN 1992-1-1
9.6: Tverrsnittsareal av vegg:

$$A_{c.v} := t_{vegg} \cdot b_t = 700000 \text{ mm}^2$$

NS-EN 1992-1-1
NA 9.6.2: Vertikalarmering:

$$As_{vmin} := 0.002 \cdot A_{c.v} = 1400 \text{ mm}^2$$

$$As_{vmax} := 0.04 \cdot A_{c.v} = 28000 \text{ mm}^2$$

NS-EN 1992-1-1
NA 9.6.3: Horisontalarmering:

$$As_{hmin} := \max\left(0.25 \cdot As_{vmin}, 0.3 \cdot A_{c.v} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}, 0.001 \cdot A_{c.v}\right) = 1596 \text{ mm}^2$$

Minimumsarmering vegger: $As_{min.vegg} := \max(As_{min}, As_{hmin}, As_{vmin}) = 1596 \text{ mm}^2$

$$s := \frac{1000 \text{ mm}}{(As_{hmin})} \cdot \phi_{16} = 125.94 \text{ mm} \quad \underline{1 \text{ lag kam } 16 \text{ cc } 100}$$

$$\underline{1 \text{ lag kam } 20 \text{ cc } 150}$$

Tverrarming - tvers av lengderetning portal

Snitt 1 - Strekk underkant bue

Nødvendig armeringsareal:
$$A_{s_{felt.bue}} := \frac{M_{ed.felt.bue}}{(f_{yd} \cdot z)} = 4434.092 \text{ mm}^2$$

To lag armering.
$$n_{lag} := 2$$

Maks senteravstand pr lag:
$$s := \frac{1000 \text{ mm}}{\left(\frac{A_{s_{felt.bue}}}{n_{lag}}\right)} \cdot \phi_{25} = 221.466 \text{ mm}$$

Valgt armeringsareal:
$$A_{s_{felt.valgt}} := \frac{\phi_{25}}{0.200} \cdot n_{lag} = 4910 \text{ mm}^2$$

Snitt 2 - Strekk ytterkant overgang vegg og bue

Nødvendig armeringsareal:
$$A_{s_{yk.vegg}} := \frac{M_{ed.yk.vegg}}{(f_{yd} \cdot z)} = 7036.101 \text{ mm}^2$$

To lag armering.
$$n_{lag} := 2$$

Maks senteravstand pr lag:
$$s := \frac{1000 \text{ mm}}{\left(\frac{A_{s_{yk.vegg}}}{n_{lag}}\right)} \cdot \phi_{25} = 139.566 \text{ mm}$$

Valgt armeringsareal:
$$A_{s_{yk.valgt}} := \frac{\phi_{25}}{0.1} \cdot n_{lag} = 9820 \text{ mm}^2$$

Snitt 3 - Strekk innerkant vegg

Nødvendig armeringsareal:
$$A_{s_{ik.vegg}} := \frac{M_{ed.ik.vegg}}{(f_{yd} \cdot z)} = 2153.535 \text{ mm}^2$$

Ett lag armering, tss å bruke d ved to lag.
$$n_{lag} := 1$$

Maks senteravstand pr lag:
$$s := \frac{1000 \text{ mm}}{\left(\frac{A_{s_{ik.vegg}}}{n_{lag}}\right)} \cdot \phi_{25} = 227.997 \text{ mm}$$

Valgt armeringsareal:
$$A_{s_{ik.valgt}} := \frac{\phi_{25}}{0.20} \cdot n_{lag} = 2455 \text{ mm}^2$$

Snitt 4 - Strekk ytterkant overgang vegg og fundament

Nødvendig armeringsareal: $As_{hj,yk} := \frac{M_{ed,hj,yk}}{(f_{yk} \cdot z)} = 696.359 \text{ mm}^2$

Minimumsarmering vegger: $As_{min,vegg} := 1596 \text{ mm}^2$

To lag armering. $n_{lag} := 1$

Maks senteravstand pr lag: $s := \frac{1000 \text{ mm}}{\left(\frac{As_{min,vegg}}{n_{lag}}\right)} \cdot \phi_{16} = 125.94 \text{ mm}$

Valgt armeringsareal: $As_{yk,valgt} := \frac{\phi_{16}}{0.100} \cdot n_{lag} = 2010 \text{ mm}^2$

Snitt 4 - Strekk innerkant overgang vegg og fundament

Nødvendig armeringsareal: $As_{hj,ik} := \frac{M_{ed,hj,ik}}{(f_{yk} \cdot z)} = 2706.885 \text{ mm}^2$

To lag armering. $n_{lag} := 2$

Maks senteravstand pr lag: $s := \frac{1000 \text{ mm}}{\left(\frac{As_{hj,ik}}{n_{lag}}\right)} \cdot \phi_{20} = 232.001 \text{ mm}$

Valgt armeringsareal: $As_{ik,valgt} := \frac{\phi_{20}}{0.200} \cdot n_{lag} = 3140 \text{ mm}^2$

Minimumsarmering

Det trengs ikke trykkarmering i noen av snittene. Legger minimumsarmering i trykksiden, men tilpasser slik at senteravstand passer med strekkarmering.

Bue

$\phi 20 \text{ cc } 200$ $As_{min} := \max(As_{min,1}, As_{min,2}, As_{min,3}) = 1153.984 \text{ mm}^2$

$$M_{min,As} := As_{min} \cdot f_{yd} \cdot z = 278.361 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Vegger:

$$As_{min,vegg} := \max(As_{min}, As_{hmin}, As_{vmin}) = 1596 \text{ mm}^2$$

$\phi 20 \text{ cc } 175$ $M_{min,As} := As_{min,vegg} \cdot f_{yd} \cdot z = 384.983 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Lengdearmering - langs med lengderetning portal

Legger minimumarmering på langs i vegger og i bue da det ikke vil være moment i lengderetning.

NS-EN 1992-1-1
9.3.1.1:

Velger fordelingsarmering 20% av tverrarmering:

Snitt 1 - Strekk underkant bue

$$A_s := 0.2 \cdot A_{s_{felt.bue}} = 886.818 \text{ mm}^2$$

Snitt 2 - Strekk ytterkant overgang vegg og bue

$$A_s := 0.2 \cdot A_{s_{yt.k.vegg}} = 1407.22 \text{ mm}^2$$

Snitt 3 - Strekk innerkant vegg

$$A_s := 0.2 \cdot A_{s_{ik.vegg}} = 430.707 \text{ mm}^2$$

Snitt 4 - Strekk ytterkant overgang vegg og fundament:

$$A_s := 0.2 \cdot A_{s_{hj.yk}} = 139.272 \text{ mm}^2$$

Snitt 4 - Strekk innerkant overgang vegg og fundament:

$$A_s := 0.2 \cdot A_{s_{hj.ik}} = 541.377 \text{ mm}^2$$

N400 7.8:

Maks senteravstand på lengdearmeringen:

$$s_{max} := 200 \text{ mm}$$

Velger kam 20 cc 200 i alle tverrsnittsdeler:

$$A_s := \frac{\phi_{20}}{0.200} = 1570 \text{ mm}^2$$

N400 7.6.2: Skjærarmering
Dimensjonerende skjærkrefter:

Se vedlegg 2.3: Overgang vegg og bue, snitt 2: $V_{Ed} := 917.26 \cdot kN$

Se vedlegg 2.3: Overgang vegg og fundament, snitt 4: $V_{Ed} := 766.47 \cdot kN$

Kontroll skjærstrekkapasitet uten skjærarmering:
Overgang mellom bue og vegg:

NS-EN 1992-1-1
6.2.2: Sjekker om det er behov for skjærarmering, regner tverrsnitt som plate:

Utregnet d for hovedarmering: $d := 584$

Regner for 1m platestripe: $b_w := 1000$

Faktor: $k_{II} \leq 2.0$ $k := 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.585$

Tverrsnittsareal strekkarmering: $A_{st} := 2 \cdot \frac{1000}{100} \cdot 491 = 9820$

Armeringsforhold for lengdearmering: $\rho_1 := \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} = 0.017$

NS-EN 1992-1-1
NA.6.2.2: Setter til 0.18, forutsetter at krav overholdes: $k_2 := 0.18$

Faktor: $\gamma_c := 1.5$

NS-EN 1992-1-1
NA.6.2.2: Faktor: $C_{Red,c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$

$f_{ck} := 45$

Tverrsnittsareal: $A_c := 700 \cdot 1000$

NS-EN 1992-1-1
NA.6.2.2: Faktor for trykk og aksialkraft: $k_1 := 0.15$ $N_{Ed} := 1500 \cdot 10^3$

Bidrag fra aksialkraft (trykk): $\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{700 \cdot 1000} = 2.143$

NS-EN 1992-1-1 6.2.2:	$V_{Rd,c} := \left[\left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} \right) + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d = [657590.484]$
	Sjekker minste verdi for skjærkraft:
NS-EN 1992-1-1 NA.6.2.2:	Minste skjærkraftkapasitet: $v_{min} := 0.035 k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.469$
	$V_{Rd,c,min} := v_{min} \cdot b_w \cdot d = 273662.696$
	$V_{Rd,c,min} := 273.66 \text{ kN}$
	Dimensjonerende skjærstrekkkapasitet: $V_{Rd,c} := 657.59 \text{ kN}$
	$V_{Rd,c,min} := 657.59 \text{ kN} \quad \leq \quad V_{Ed,bue} := 917.26 \cdot \text{kN}$
	Må skjærarmere overgangen mellom buen og veggen.
	<u>Overgang mellom vegg og fundament:</u>
NS-EN 1992-1-1 6.2.2:	Sjekker om det er behov for skjærarmering, regner tverrsnitt som plate:
	Utregnet d for hovedarmering: $d := 617$
	Regner for 1m platestripe: $b_w := 1000$
	Faktor: $k \leq 2.0$ $k := 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.569$
	Tverrsnittsareal strekkarmering: $A_{st} := \frac{1000}{100} \cdot 201 = 2010$
	Armeringsforhold for lengdearmering: $\rho_1 := \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} = 0.003$
NS-EN 1992-1-1 NA.6.2.2:	Setter til 0.18, forutsetter at krav overholdes: $k_2 := 0.18$
	Faktor: $\gamma_c := 1.5$
NS-EN 1992-1-1 NA.6.2.2:	Faktor: $C_{Rd,c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$

			$f_{ck} := 45$
	Tverrsnittsareal:		$A_c := 700 \cdot 1000$
NS-EN 1992-1-1 NA.6.2.2:	Faktor for trykk og aksialkraft:	$k_1 := 0.15$	$N_{Ed} := 1500 \cdot 10^3$
	Bidrag fra aksialkraft (trykk):		$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 2.143$
NS-EN 1992-1-1 6.2.2:		$V_{Rd,c} := \left[\left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} \right) + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d = [482696.496]$	
	Sjekker minste verdi for skjærkraft:		
NS-EN 1992-1-1 NA.6.2.2:	Minste skjærkraftkapasitet:		$v_{min} := 0.035 k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.462$
			$V_{Rd,c,min} := v_{min} \cdot b_w \cdot d = 284797.008$
			$V_{Rd,c,min} := 284.797 \text{ kN}$
	Dimensjonerende skjærstrekkkapasitet:		$V_{Rd,c} := 482.67 \text{ kN}$
	$V_{Rd,c,min} := 482.67 \text{ kN}$	\leq	$V_{Ed} := 766.47 \cdot \text{kN}$
	Må skjærarmere overgangen mellom veggen og fundament.		

Konstruksjonsdel med beregningsmessig behov for skjærarmering - BTSnitt:

Overgang mellom bue og vegg

Nødvendig armeringsareal fra BTSnitt: $A_{sw,min} := 3277 \text{ mm}^2$

Maks senteravstand: $s_{max} := 295 \text{ mm}$

4 snitt $\phi 16$: $A_{sw,snitt} := 4 \cdot \phi_{16} = 804 \text{ mm}^2$

Utrechnet senteravstand: $s := \frac{1000 \text{ mm}}{A_{sw,min}} \cdot A_{sw,snitt} = 245.346 \text{ mm}$

Velger 4 snitt $\phi 16$ cc 200

Armeringsareal ved valgt skjærarmering: $Asw := \frac{\phi_{16}}{0.2} \cdot 4 = 4020 \text{ mm}^2$

Overgang mellom vegg og fundament

Nødvendig armeringsareal fra BTSnitt: $A_{sw,min} := 2590 \text{ mm}^2$

Maks senteravstand: $s_{max} := 325 \text{ mm}$

3 snitt $\phi 16$: $A_{sw,snitt} := 3 \cdot \phi_{16} = 603 \text{ mm}^2$

Utrechnet senteravstand: $s := \frac{1000 \text{ mm}}{A_{sw,min}} \cdot A_{sw,snitt} = 232.819 \text{ mm}$

Velger 3 snitt $\phi 16$ cc 200

Armeringsareal ved valgt skjærarmering: $Asw := \frac{\phi_{16}}{0.2} \cdot 3 = 3015 \text{ mm}^2$

Konstruksjonsdel med beregningsmessig behov for skjærarmering - Håndberegning:

Sjekker kapasitet for skjærarmering valgt i BTSnitt opp mot formel 6.8 og 6.9 i NS-EN 1992-1-1 punkt 6.2.3.

Overgang mellom bue og vegg

(6.8)

NS-EN 1992-1-1 6.2.3:	Skjærkraftkapasiteten er minste av $V_{Rd,s}$ og $V_{Rd,max}$		
	Skjærarmeringsareal 3 snitt:	$\phi_{18} := 201$	$A_{sw} := 4 \cdot \phi_{18} = 804$
	Senteravstand:		$s := 200$
N400 7.6.2:	Vinkel mellom betongtrykkstav og bjelkeakse:	$\cot\theta := 2.0$	$\theta := 27^\circ$
			$\cot(27^\circ) = 1.963$
NS-EN 1992 6.2.3 (3):	Innvendig momantarm:		$z := 0.9 \cdot d = 555.3$
			$f_{yd} := 435$
	Maks skjærkraft:	$V_{Rd,s} := \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot\theta = 1942106.22$	
			$V_{Rd,s} := 1942.1 \text{ kN}$

(6.9)

NS-EN 1992 6.2.3 (1):	Bredde snitt:		$b_w := 1000$
NS-EN 1992 NA.6.6.2 (1):	Fasthetsreduksjonsfaktor:	$v_1 := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.492$	
NS-EN 1992 NA.6.6.3:	Faktor som tar hensyn til aksialtrykk:	$\sigma_{cp} := 3.717$	$f_{cd} := 25.5$
			$\alpha_{cw} := \left(1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) = 1.146$
		$V_{Rd,max} := \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{(\cot(\theta) + \tan(\theta))} = 3228910.786$	$V_{Rd,max} := 3195 \text{ kN}$
	Skjærkraftkapasitet med valgt armering:		$V_{Rd,s} := 1165.25 \text{ kN}$
Kapasitetsutnyttelse:	$V_{Rd,s} := 1942.1 \text{ kN}$	\geq	$V_{Ed,vegg} := 917.26 \cdot \text{kN}$

Overgang mellom vegg og fundament

(6.8)

NS-EN 1992-1-1 6.2.3: Skjærkraftkapasiteten skal være minst av $V_{Rd,s}$ og $V_{Rd,max}$

Skjærarmeringsareal 3 snitt: $\phi_{18} := 201$ $A_{sw} := 3 \cdot \phi_{18} = 603$

Senteravstand: $s := 200$

N400 7.6.2: Vinkel mellom betongtrykkstav og bjelkeakse: $\cot\theta := 2.0$ $\theta := 27^\circ$
 $\cot(27^\circ) = 1.963$

NS-EN 1992 6.2.3 (3): Innvendig momantarm: $z := 0.9 \cdot d = 555.3$

$$f_{yd} := 435$$

Maks skjærkraft: $V_{Rd,s} := \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot\theta = 1456579.665$

$$V_{Rd,s} := 1456.58 \text{ kN}$$

(6.9)

NS-EN 1992 6.2.3 (1): Brekke snitt: $b_w := 1000$

NS-EN 1992 NA.6.6.2 (1): Fasthetsreduksjonsfaktor: $v_1 := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.492$

NS-EN 1992 NA.6.6.3: Faktor som tar hensyn til aksialtrykk: $\sigma_{cp} := 3.717$ $f_{cd} := 25.5$

$$\alpha_{cw} := \left(1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) = 1.146$$

$$V_{Rd,max} := \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{(\cot(\theta) + \tan(\theta))} = 3228910.786 \quad V_{Rd,max} := 3195 \text{ kN}$$

Skjærkraftkapasitet med valgt armering: $V_{Rd,s} := 1456.58 \text{ kN}$

Kapasitetsutnyttelse: $V_{Rd,s} := 1456.58 \text{ kN} \quad \geq \quad V_{Ed} := 766.47 \cdot \text{kN}$

Dimensjonering fundament

Beregning av usymmetrisk veggfundament

Materialdata

Veggtykkelse	$b_t := 700 \cdot \text{mm}$
Veggbredde	$b_b := 1000 \cdot \text{mm}$
Overdekning mot betongavretting	$c_{nom} := 75 \cdot \text{mm}$
Valgt hovedarmering	$\phi_h := 25 \text{ mm}$
Valgt bøylearmering	$\phi_b := 12 \cdot \text{mm}$
Effektiv tverrsnittshøyde	$d := b_t - c_{nom} - \phi_h = 600 \text{ mm}$
Betongens trykkfasthet	$f_{cd} := 25.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Skjærarmeringens flytegrense	$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Håndbok 100 - Støttemurer, s39. Maksimalt tillatt grunntrykk på fjell, Gneis.	$\sigma_{gd} := 15000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Armeringens flytespenning	$f_{yd} := 434.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Betongens karakteristiske sylindrefasthet etter 28 døgn	$f_{ck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Valgt fundamentbredde	$b := 1.7 \text{ m}$
Innvendig momentarm	$z := 0.95 \cdot d = 570 \text{ mm}$

Nødvendig fundamentbredde i bruddgrense

Aksialkraft for vegg regnes som kN/m ihht. "Betongkonstruksjoner" s 452.
Finner nødvendig fundamentbredde basert på dimensjonerende krefter.

Dimensjonerende krefter i snitt 4: $M_{Ed,max} := 760 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$

$$N_{Ed} := 2658.47 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Eksentrisitet: $e_{max} := \frac{M_{Ed,max}}{N_{Ed}} = 285.879 \text{ mm}$

Velger fundamentbredde: $b := 1700 \text{ mm}$

Utstikk utvendig: $a_{uk} := 200 \text{ mm}$

Utstikk innvendig: $a_{ik} := 800 \text{ mm}$

Nødvendig fundamentbredde: $b_o := a_{ik} + \frac{b_t}{2} = 1150 \text{ mm}$

Antar at grunntrykket er jevnt fordelt $\sigma_g := \frac{N_{Ed}}{b_o} = 2311.713 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$$\sigma_g < \sigma_{gd} \quad \rightarrow \text{Grunntrykk er OK!}$$

Nødvendig fundamentbredde:

$$b := b_o + e_{max} = 1435.879 \text{ mm} < 1700\text{mm} \rightarrow \text{OK}$$

Kontroll av trykksone

Sjekker først om det er behov for trykkarmering.

Snitt 1-1, innerkant vegg

Trykk mot berg

$$q_{Ed} := \sigma_g = (2.312 \cdot 10^3) \frac{kN}{m^2}$$

Dimensjonerende moment:

$$M_{ed,1} := q_{Ed} \cdot \frac{a_{ik}^2}{2} = 739.748 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

Momentkapasitet i trykksonen:

$$M_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_b \cdot d^2 = 2391.655 kN \cdot m$$

Delvis utnyttet trykksone -->

$$M_{Rd} > M_{Ed}$$

Ikke beregningsmessig behov for trykkarmering i fundamentet.

Tverrarmering - tvers av lengderetning portal

Nødvendig armeringsareal:

$$A_s := \frac{M_{ed,1}}{(z \cdot f_{yd})} = 3066.606 \frac{1}{m} \cdot mm^2$$

Velger ett lag armering.

$$n_{lag} := 1$$

Maks senteravstand pr lag:

$$s := \frac{1000 mm}{\left(\frac{A_s}{n_{lag}}\right)} \cdot \phi_{25} = 160.112 m \cdot mm$$

Velger ett lag ϕ_{25} c 100 som hovedarmering.

Valgt armeringsareal:

$$A_{s_{fundament}} := \frac{\phi_{25}}{0.100} \cdot n_{lag} = 4910 mm^2$$

N400 7.6.2: Skjærarmering

Kontrollerer skjærstrekkapasitet i avstand d fra vegg

Dimensjonerende skjærkraft: $V_{Ed.1} := q_{Ed} \cdot a_{ik} = 1849.37 \frac{1}{m} \cdot kN$

Dimensjonerende skjærkraft: $V_{Ed.2} := q_{Ed} \cdot (a_{ik} - d) = 499.33 \frac{kN}{m}$

Kontroll skjærstrekkapasitet uten skjærarmering:

Fundament:

NS-EN 1992-1-1 6.2.2: Sjekker om det er behov for skjærarmering i fundament:

Veggtykkelse: $b_t := 700 \text{ mm}$

Faktor: $\phi_h k \leq 2.0$ $k := 1 + \sqrt{\frac{200}{584}} = 1.585$

Tverrsnittsareal strekkarmering: $A_{st} := \frac{1000}{100} \cdot \phi_{25} = 4910 \text{ mm}^2$

Armeringsforhold for lengdearmering: $\rho_1 := \frac{A_{st}}{b_t \cdot d} = 0.012$

NS-EN 1992-1-1 NA.6.2.2: Setter til 0.18, forutsetter at krav overholdes: $k_2 := 0.18$

Faktor: $\gamma_c := 1.5$

NS-EN 1992-1-1 NA.6.2.2: Faktor: $C_{Rd,c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$

$f_{ck} := 45$

Tverrsnittsareal: $A_c := 700 \cdot 1000$

NS-EN 1992-1-1 NA.6.2.2: Faktor for trykk og aksialkraft: $k_1 := 0.15$ $N_{Ed} := 1500 \cdot 10^3$

Bidrag fra aksialkraft (trykk): $\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{700 \cdot 1000} = 2.143$

NS-EN 1992-1-1
6.2.2:

$$V_{Rd,c} := \left[\left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) b_w \cdot d \right] = [607.738] \text{ m}$$

Sjekker minste verdi for skjærkraft:

NS-EN 1992-1-1 Minste skjærkraftkapasitet:
NA.6.2.2:

$$v_{min} := 0.035 k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.469$$

$$V_{Rd,c,min} := v_{min} \cdot b_w \cdot d = 273.663 \text{ m}$$

$$V_{Rd,c,min} := 273.66 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærstrekkkapasitet:

$$V_{Rd,c} := 607.7 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,2} < V_{Rd}$$

Trenger ikke skjærarmere fundamentet.

2.6 Skjærberegning BTSnitt

Materialdata: Brukes på alle snitt

Materialdata			
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Eksponeringsklasse	XD1
Materialfaktor betong	1,50	Lite korrosjonsømfintlig armering	
Materialfaktor stål	1,15	Dimensjonerende levetid 100 år	
Betongkvalitet	B45 (C 45/55)		
Densitet kg/m ³	2400	Minimum overdekning	
Sement i fasthetsklasse	N	Min. krav	50
Armering flytegrense	500	Toleranse	25
Skjærarmering flytegrense	500	Min. nominell overdekning	75
Relativ fuktighet	70%		
Betongens alder ved pålastning (døgn)	7		
Effektiv høyde, h ₀ (NS-EN 1992-1-1 (B.6))	700		
NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt (1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D _{max} =16mm. 2.Det grove tilslaget _{max} ≈50% av total tilslagsmengde. 3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)			
Korttids Emodul, E _{cm}	36300	Kryptall, FI 0_28	0,49
Trykkfasthet, f _{cd}	25,5	Kryptall, FI 28_5000	1,58
Middelverdi av strekkfasthet, f _{ctm}	3,80	Svinntøyning, 0_28	-0,0004
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,51	Svinntøyning, 28_25000	-0,0023

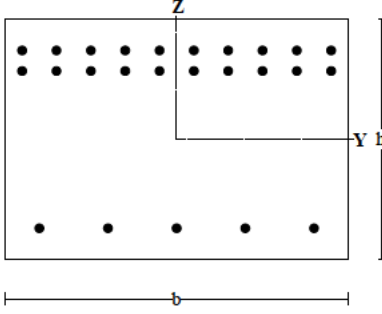
Pålitelighetsklasse: 3 (brukervalgte lastfaktorer)					
Lastfaktorer	Bruksgrense	Risskontroll	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor: Kategori H1
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,00	1,00	Krav maks.nedbøyning: Alminnelige bruks-/estetiske krav
Variabel last (P)	1,00	1,00	1,00	1,00	

Snitt 2: moment ytterkant

Rissviddekontroll snitt 2 - Strekk utside overgang vegg og bue (OK snitt)

Tittel			Side
Bruksgrense - Snitt 2			1
Prosjekt	Ordre	Sign	Date
Rissviddekontroll		SMHS	30-04-2021

Dataprogram: BTSNITT versjon 7.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

Tverrsnitt			
	b	1000	mm
	h	700	mm
	Z _t	0	mm
	Y _t	0	mm
	Areal	7,00E+05	mm ²
	I _y	2,86E+10	mm ⁴
	I _z	5,83E+10	mm ⁴
	Maks. bøyleavstand: 375 mm		
	Spesielle krav: endesoner og seismisk		
	Se NS-EN 1992-1-1 9.5.3 og NA.9.5.3(3) bøylearmering d12		

Armeringsdata			
Kant	Lag nr	Kantavst.	Slakkarmering
ok	1	91	cc100 d 25
ok	2	151	cc100 d 25
uk	1	91	cc200 d 25

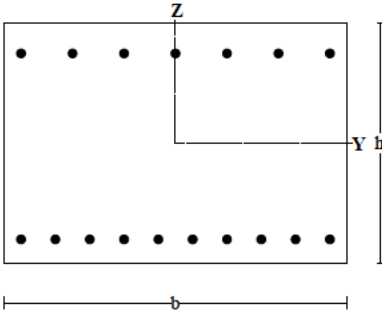
Momentkontroll				Skjærkontroll	
	Oppsp.	t=lastp.	t=25000		
N+Nsp+tap		-1500,0	-1500,0	Vgamma (kN)	917,3
M+Msp+tap		1697,2	1697,2	Vredusert (kN)	917,3
M/Md		0,70	0,70	Vccd Trykkbr.	3447,0
tøyning i ok		,00199	,00199	Vcd (uarmert).	654,0
tøyning i uk		-,00138	-,00138	Stat.nødv(mm2/m)	3277
SigmaC i ok		0,00	0,00	Min.arm. (mm2/m)	1342
SigmaC i uk		-22,37	-22,37	Maks bøyleavstand	295
SigmaS i ok					

Snitt 4: VS - moment innerkant. HS – moment ytterkant

Rissviddekontroll snitt 4 - Strekk innside overgang bue og vegg (UK snitt)

Titel Bruksgrense - Snitt 4			Side 1
Prosjekt Rissviddekontroll	Ordre	Sign SMHS	Dato 26-04-2021

Dataprogram: BTSNITT versjon 7.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

Tverrsnitt		
	b	1000 mm
	h	700 mm
	Zt	0 mm
	Yt	0 mm
	Areal	7,00E+05 mm ²
	Iy	2,86E+10 mm ⁴
	Iz	5,83E+10 mm ⁴
	Maks. bøyleavstand: 240 mm	
	Spesielle krav: endesoner og seismisk	
	Se NS-EN 1992-1-1 9.5.3 og NA.9.5.3(3) bøylearmering d12	

Armeringsdata				
Kant	Lag nr	Kantavst.	Slakkarmering	Spennarmering
ok	1	91	cc150 d 20	
uk	1	76	cc100 d 16	

Momentkontroll				Skjærkontroll		Momentkontroll				Skjærkontroll	
	Oppsp.	t=lastp.	t=25000				Oppsp.	t=lastp.	t=25000		
N+Nsp+tap		-1500,0	-1500,0	Vgamma (kN)	766,5	N+Nsp+tap		-1500,0	-1500,0	Vgamma (kN)	766,5
M+Msp+tap		-193,2	-193,2	Vredusert (kN)	766,5	M+Msp+tap		759,9	759,9	Vredusert (kN)	766,5
M/Md		0,20	0,20	Vccd Trykkbr.	3761,6	M/Md		0,78	0,78	Vccd Trykkbr.	3657,1
tøyning i ok		-,00017	-,00017	Vcd (uarmert).	491,4	tøyning i ok		,00188	,00188	Vcd (uarmert).	483,9
tøyning i uk		,00001	,00001	Stat.nødv(mm2/m)	2518	tøyning i uk		-,00083	-,00083	Stat.nødv(mm2/m)	2590
SigmaC i ok		-4,12	-4,12	Min.arm. (mm2/m)	1342	SigmaC i ok		0,00	0,00	Min.arm. (mm2/m)	1342
SigmaC i uk		0,00	0,00	Maks bøyleavstand	325	SigmaC i uk		-15,69	-15,69	Maks bøyleavstand	325
SigmaS i ok						SigmaS i ok					

2.7 Omskjøt og forankringslengde

8.4	Omskjøtslengde		
	Størrelse på jern	$\phi_{20} := 20 \text{ mm}$	$\phi_{25} := 25 \text{ mm}$
	Flytespenning	$\sigma_{sd} := 434.8 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$	
NS-EN 1992 1-1 8.4.2	Dimensjonerende heftfasthet	$f_{bd} := 2.25 \cdot \left(0.85 \cdot \frac{2}{1.5} \right) = 2.55$	
		$f_{bd} := 2.55 \frac{N}{\text{mm}^2}$	
NS-EN 1992 1-1 Tabell 8.2	<u>Koeffisienter</u>		
	Setter alle koeffisienter lik 1 tss.		
	$\alpha_1 := 1.0$	$\alpha_3 := 1$	$\alpha_6 := 1$
	$\alpha_2 := 1$	$\alpha_5 := 1$	
(8.3)	Basis kraftinnføringslengde	$l_{b,rqd1} := \frac{\phi_{20}}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 852.549 \text{ mm}$	
		$l_{b,rqd2} := \frac{\phi_{25}}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = (1.066 \cdot 10^3) \text{ mm}$	
(8.10)	Omskjøtslengde	$l_0 := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd1} = 852.549 \text{ mm}$	
		$l_0 := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd2} = (1.066 \cdot 10^3) \text{ mm}$	
	Standard omskjøtslengde	$o_1 := 50 \phi$	
	Valgt omskjøtslengde	$o_{20} := 50 \cdot \phi_{20} = (1 \cdot 10^3) \text{ mm}$	
		$o_{25} := 50 \cdot \phi_{25} = (1.25 \cdot 10^3) \text{ mm}$	
		Velger 500 i omskjøtslengde tss.	

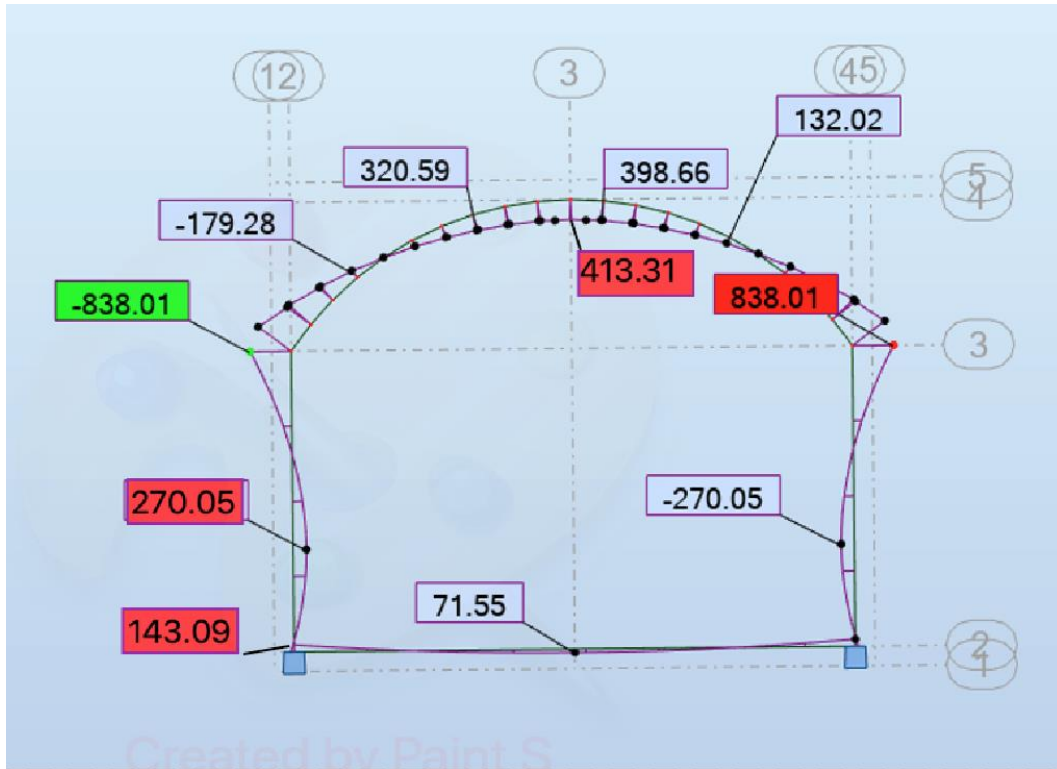
2.8 Beregning av løpemeter armering

Beregning av antall armeringsjern og løpemeter	
Innvendig lengde - vegg+bue	$l_i := 20.3 \text{ m}$
Utvendig lengde -vegg+bue	$l_u := 22.7 \text{ m}$
Fundament	$l_f := 11.1 \text{ m}$
Ekstra jern 2m opp fra fundament	$l_{ekstra} := 2 \text{ m} \cdot 4$
Antall jern i lengderetning	$P014 := \frac{(l_i + l_u + l_f \cdot 2 + l_{ekstra})}{200 \text{ mm}} = 366$
<p>Addererer ett jern for i OK og UK fundament og inside/ utside av bue/vegg. Legger også inn ekstra forankring og ett jern i senter av utstikket i fundamentet.</p> $P014 := P014 + 10 = 376$	
<u>Løpemeter</u>	
Diameter jern	$\phi := 20 \cdot \text{mm}$
Omskjøt	$o := 50 \cdot \phi = 1 \text{ m}$
Total lengde per 150 meter	$l := o \cdot 8 + 150 \text{ m} = 158 \text{ m}$
Antall løpemeter	
$P014_l := l \cdot P014 = (5.941 \cdot 10^4) \text{ m}$	
$P014 := \frac{P014_l}{12} = (4.951 \cdot 10^3) \text{ m}$	
$P014 := 4951 \cdot 12 = 5.941 \cdot 10^4$	
<u>P014=59410lm</u>	

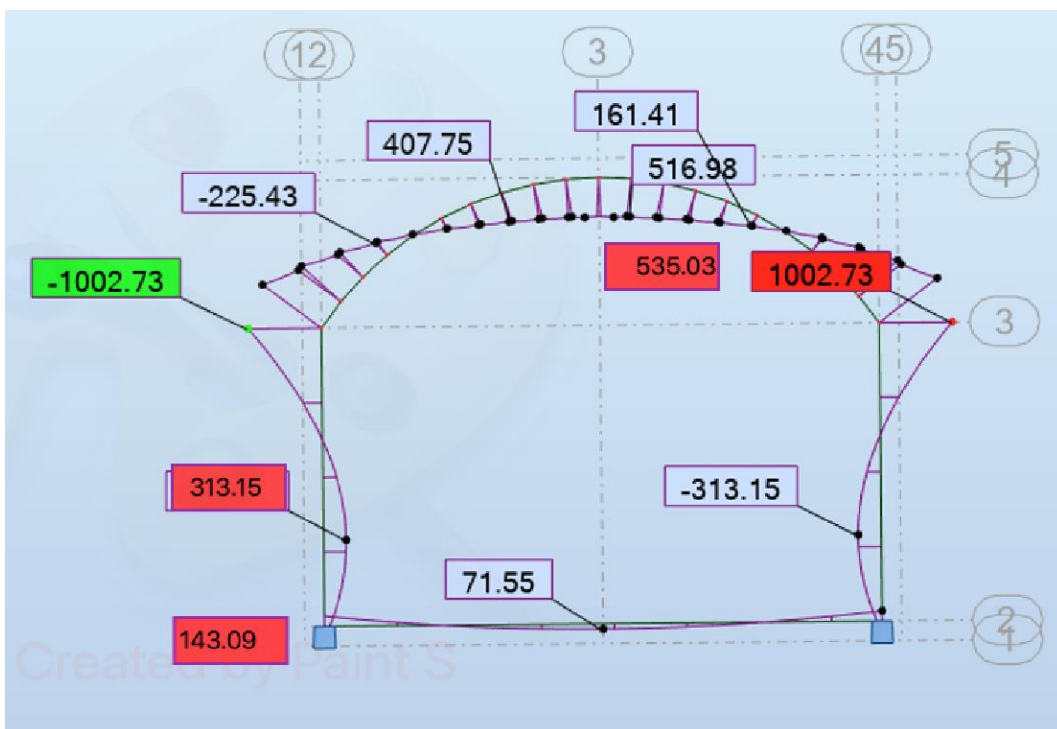
Vedlegg 3 – Dimensjonering av tunnelportal bruksgrense

3.1 Momentdiagram – Dimensjonerende moment

Tilnærmet permanent - Dim M i alle snitt, SLS 1

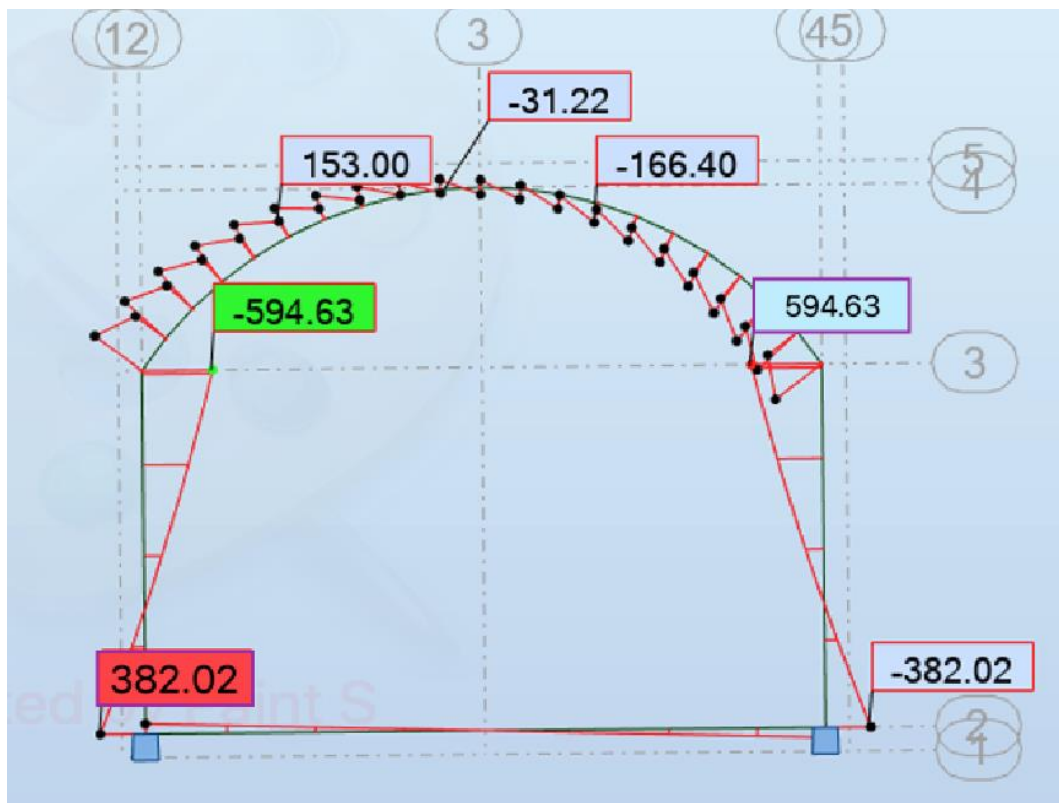


Ofte forekommende - Dim M i alle snitt, SLS 2

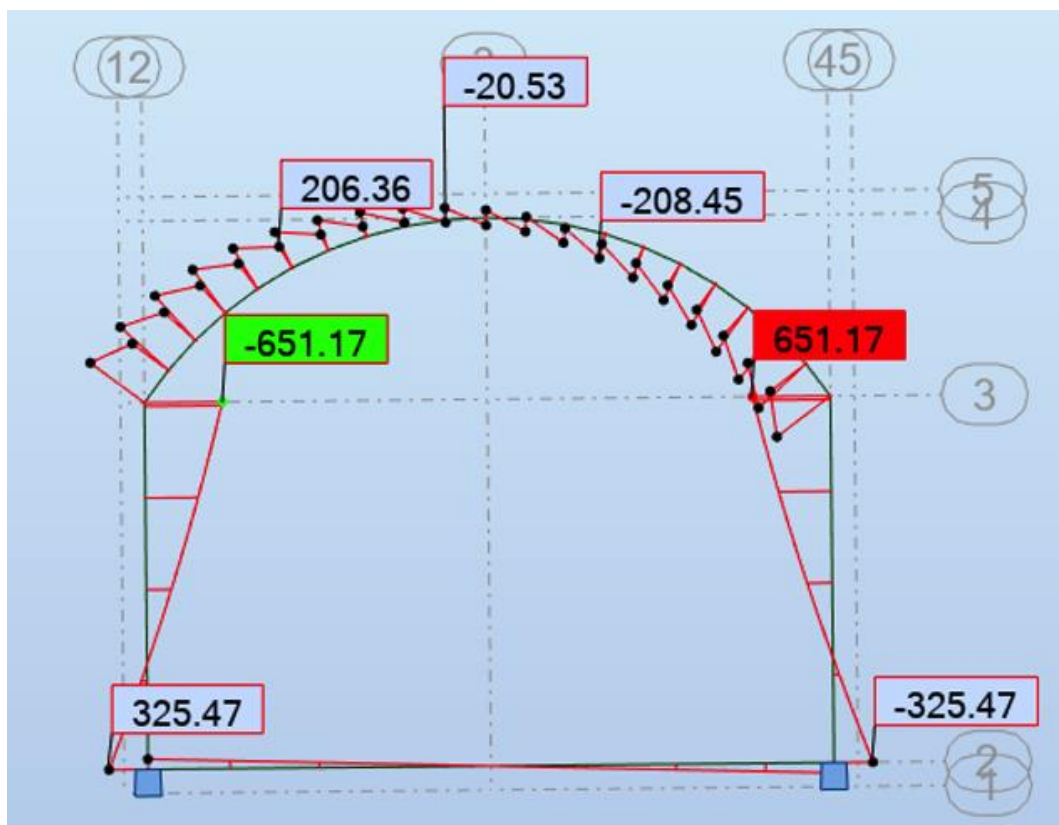


3.2 Skjærkraftdiagram - Dimensjonerende skjærkraft

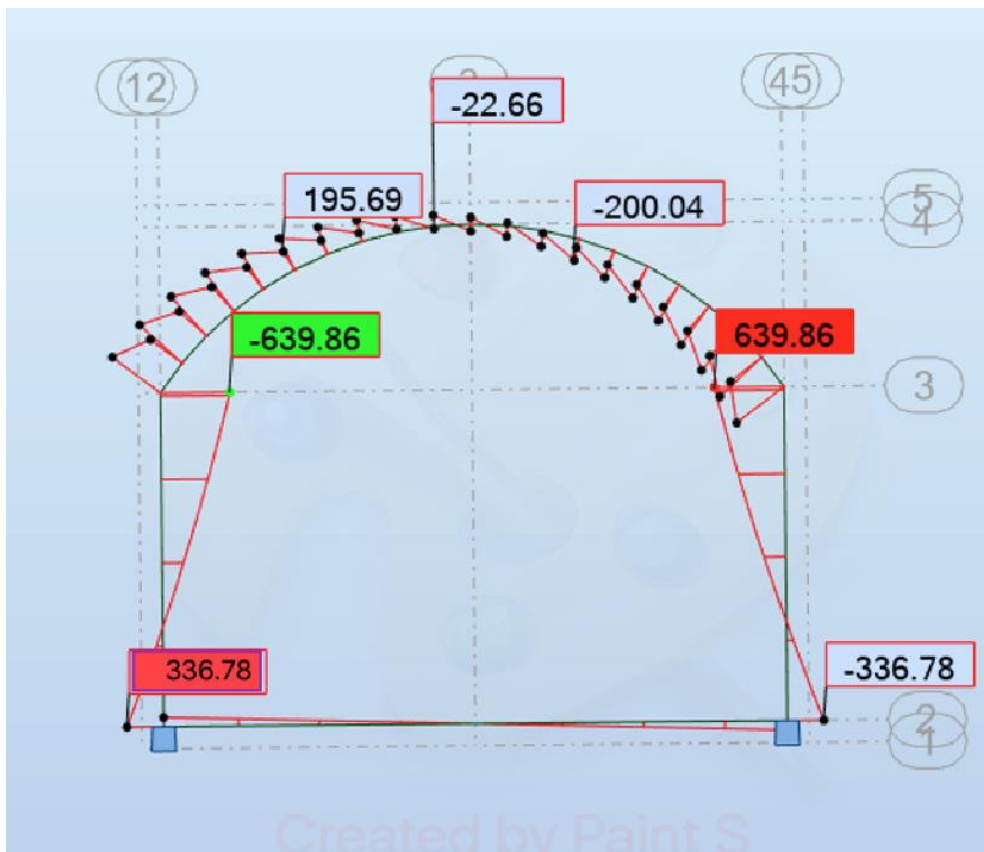
Tilnærmet permanent - Dimensjonerende V i snitt 4, SLS 1,



Ofte forekommende - Dim V i snitt 2, SLS 2

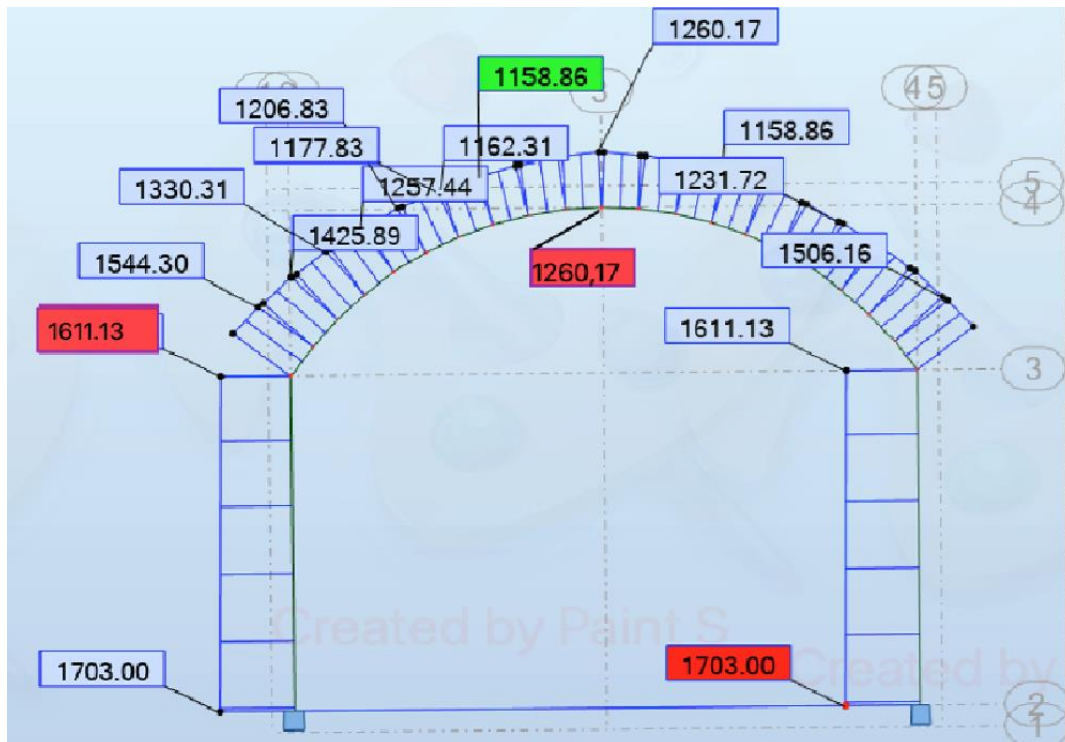


Ofte forekommende- Dim V i snitt 4, SLS 3

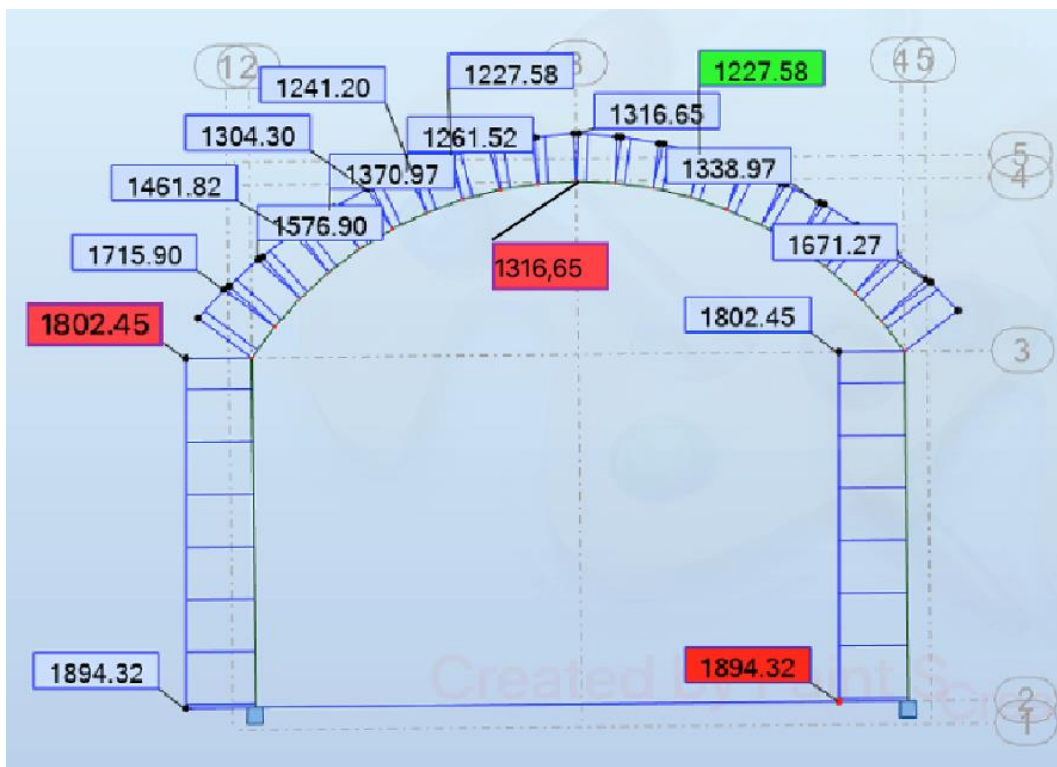


3.3 Aksialkraftdiagram - Dimensjonerende aksialkraft

Tilnærmet permanent – Dim N i alle snitt, SLS



Ofte forekommende - Dim N i alle snitt, SLS 2



3.4 Rissviddekontroll

Materialdata: Brukes på alle snitt

Materialdata			
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Eksponeringsklasse	XD1
Materialfaktor betong	1,50	Lite korrosjonsømfintlig armering	
Materialfaktor stål	1,15	Dimensjonerende levetid 100 år	
Betongkvalitet	B45 (C 45/55)		
Densitet kg/m ³	2400	Minimum overdekning	
Sement i fasthetsklasse	N	Min. krav	50
Armering flytegrense	500	Toleranse	25
Skjærarmering flytegrense	500	Min. nominell overdekning	75
Relativ fuktighet	70%		
Betongens alder ved pålastning (døgn)	7		
Effektiv høyde, h ₀ (NS-EN 1992-1-1 (B.6))	700		
NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt (1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde. 3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)			
Korttids Emodul, E _{cm}	36300	Kryptall, FI 0_28	0,49
Trykkfasthet, f _{cd}	25,5	Kryptall, FI 28_5000	1,58
Middelverdi av strekkfasthet, f _{ctm}	3,80	Svinntøyning, 0_28	-,00004
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,51	Svinntøyning, 28_25000	-,00023

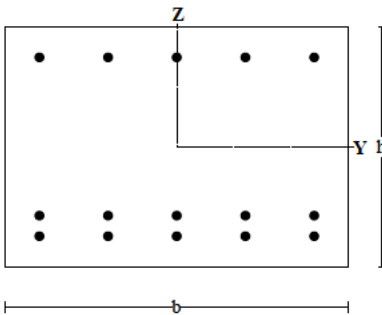
Pålitelighetsklasse: 3 (brukervalgte lastfaktorer)					
Lastfaktorer	Bruksgrense	Risskontroll	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor: Kategori H1
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,00	1,00	Krav maks.nedbøyning: Alminnelige bruks-/estetiske krav
Variabel last (P)	1,00	1,00	1,00	1,00	

Rissviddekontroll snitt 1 – Strekk underkant bue

Rissviddekontroll snitt 1 - Strekk underkant bue (UK snitt)

Tittel Bruksgrense - Snitt 1		Side 1
Prosjekt Rissviddekontroll	Ordrer	Sign SMHS
		Dato 30-04-2021

Dataprogram: BTSNITT versjon 7.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

Tverrsnitt				
		b	1000	mm
		h	700	mm
		Zt	0	mm
		Yt	0	mm
		Areal	7,00E+05	mm ²
		Iy	2,86E+10	mm ⁴
		Iz	5,83E+10	mm ⁴
		Maks. bøyleavstand: 300 mm		
		Spesielle krav: endesoner og seismisk		
		Se NS-EN 1992-1-1 9.5.3 og NA.9.5.3(3) bøylearmering d12		

Armeringsdata				
Kant	Lag nr	Kantavst.	Slakkarmering	Spennarmering
ok	1	91	cc200 d 20	
uk	1	91	cc200 d 25	
uk	2	151	cc200 d 25	

Snittkrefter. Lasttilfelle nr 1			
Permanent last		Variabel last	
Mg_Y	-535,0 kNm	Mp_Y	0,0 kNm
Ng	-1000,0 kN	Np	0,0 kN

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Mg_Y, Mp_Y gir strekk i ok

Dimensjonerende snittkrefter
Momentkontroll: Programmet regner ikke med ekstra momentbidrag fra skjærkraften (NS-EN 1992 6.2.3(7))

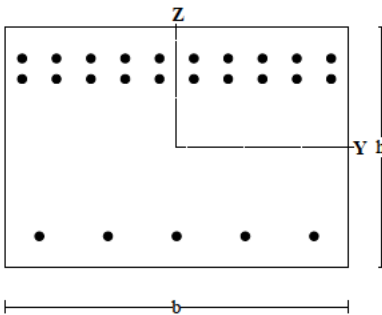
Momentkontroll. Lasttilfelle nr 1		Skjærkontroll. Lasttilfelle nr 1		Risskontroll. Lasttilfelle nr 1	
N+Nsp+tap	-1000,0	Vgamma (kN)	0,0	N (kN)	-1000,0
M+Msp+tap	-535,0	Vredusert (kN)	0,0	M (kNm)	-535,0
M/Md	0,38	Vccd Trykkbr.	3369,4	Min. overdekning	75
tøyning i ok	-,00048	Vcd (uarmert).	495,4	Overdekning (mm)	75
tøyning i uk	,00079	Stat.nødv(mm ² /m)	0	Største rissavstand (mm)	531
SigmaC i ok	-10,08	Min.arm. (mm ² /m)	0	Beregnet rissvidde(mm)	0,169
SigmaC i uk	0,00	Maks bøyleavstand	295	tillatt rissvidde	0,390
SigmaS i ok					

Rissviddekontroll snitt 2 – Strekk inside overgang mellom bue og vegg

Rissviddekontroll snitt 2 - Strekk utside overgang vegg og bue (OK snitt)

Tittel Bruksgrense - Snitt 2		Side 1
Prosjekt Rissviddekontroll	Ordre	Sign SMHS Date 30-04-2021

Dataprogram: BTSNITT versjon 7.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

Tverrsnitt		b	1000	mm
		h	700	mm
Zt	0	mm		
Yt	0	mm		
Areal	7,00E+05	mm ²		
Iy	2,86E+10	mm ⁴		
Iz	5,83E+10	mm ⁴		

Maks. bøyleavstand: 375 mm
Spesielle krav: endesoner og seismisk
Se NS-EN 1992-1-1 9.5.3 og NA.9.5.3(3)
bøylearmering d12

Armeringsdata				
Kant	Lag nr	Kantavst.	Slakkarmering	Spennarmering
ok	1	91	cc100 d 25	
ok	2	151	cc100 d 25	
uk	1	91	cc200 d 25	

Snittkrefter: Lasttilfelle nr 1			
Permanent last		Variabel last	
Mg_Y	1002,7 kNm	Mp_Y	0,0 kNm
Ng	-1000,0 kN	Np	0,0 kN

Positiv moment- og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Mg_Y, Mp_Y gir strekk i ok

Dimensjonerende snittkrefter
Momentkontroll: Programmet regner ikke med ekstra momentbidrag fra skjærkraften (NS-EN 1992 6.2.3(7))

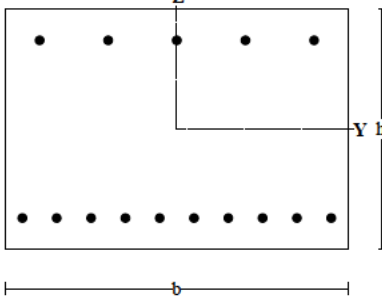
Momentkontroll. Lasttilfelle nr 1		Skjærkontroll. Lasttilfelle nr 1		Risskontroll. Lasttilfelle nr 1	
N+Nsp+tap	-1000,0	Vgamma (kN)	0,0	N (kN)	-1000,0
M+Msp+tap	1002,7	Vredusert (kN)	0,0	M (kNm)	1002,7
M/Md	0,42	Vccd Trykkbr.	3363,4	Min. overdekning	75
tøyning i ok	,00111	Vcd (uarmert).	592,0	Overdekning (mm)	75
tøyning i uk	-,00074	Stat.nødv(mm ² /m)	0	Største rissavstand (mm)	393
SigmaC i ok	0,00	Min.arm. (mm ² /m)	0	Beregnet rissvidde(mm)	0,182
SigmaC i uk	-14,64	Maks bøyleavstand	293	tillatt rissvidde	0,390
SigmaS i ok					

Rissviddekontroll snitt 3 – Strekk innside vegg

Rissviddekontroll snitt 3 - Strekk innside vegg (OK snitt)

Tittel Bruksgrense - Snitt 3		Side 1
Prosjekt Rissviddekontroll	Ordre	Sigm SMHS Date 30-04-2021

Dataprogram: BTSNITT versjon 7.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

Tverrsnitt		b	1000	mm
		h	700	mm
		Zt	0	mm
		Yt	0	mm
		Areal	7,00E+05	mm ²
		Iy	2,86E+10	mm ⁴
		Iz	5,83E+10	mm ⁴
Maks. bøyleavstand: 375 mm Spesielle krav: endesoner og seismisk Se NS-EN 1992-1-1 9.5.3 og NA.9.5.3(3) bøylearmering d12				

Armeringsdata				
Kant	Lag nr	Kantavst.	Slakkarmering	Spennarmering
ok	1	91	cc200 d 25	
uk	1	91	cc100 d 25	

Snittkrefter. Lasttilfelle nr 1				
Permanent last		Variabel last		
Mg_Y	313,1 kNm	Mp_Y	0,0 kNm	
Ng	-1000,0 kN	Np	0,0 kN	

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Mg_Y, Mp_Y gir strekk i ok

Dimensjonerende snittkrefter
Momentkontroll: Programmet regner ikke med ekstra momentbidrag fra skjærkraften (NS-EN 1992 6.2.3(7))

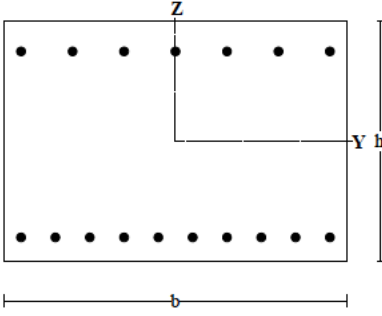
Momentkontroll. Lasttilfelle nr 1		Skjærkontroll. Lasttilfelle nr 1		Risskontroll. Lasttilfelle nr 1	
N+Nsp+tap	-1000,0	Vgamma (kN)	0,0	N (kN)	-1000,0
M+Msp+tap	313,1	Vredusert (kN)	0,0	M (kNm)	313,1
M/Md	0,35	Vccd Trykkbr.	3543,0	Min. overdekning	75
tøyning i ok	,00034	Vcd (uarmert).	432,5	Overdekning (mm)	75
tøyning i uk	-,00026	Stat.nødv(mm ² /m)	0	Største rissavstand (mm)	496
SigmaC i ok	0,00	Min.arm. (mm ² /m)	0	Beregnet rissvidde(mm)	0,067
SigmaC i uk	-5,89	Maks bøyleavstand	311	tillatt rissvidde	0,390
SigmaS i ok					

Rissviddekontroll snitt 4 – Strekk inside overgang mellom bunn og vegg

Rissviddekontroll snitt 4 - Strekk inside overgang bue og vegg (UK snitt)

Tittel Bruksgrense - Snitt 4		Side 1	
Prosjekt Rissviddekontroll	Ordre	Sign SMHS	Dato 26-04-2021

Dataprogram: BTSNITT versjon 7.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

Tverrsnitt		b	1000	mm
		h	700	mm
Zt	0	mm		
Yt	0	mm		
Areal	7,00E+05	mm ²		
Iy	2,86E+10	mm ⁴		
Iz	5,83E+10	mm ⁴		

Maks. bøyleavstand: 240 mm
Spesielle krav: endesoner og seismisk
Se NS-EN 1992-1-1 9.5.3 og NA.9.5.3(3)
bøylearmering d12

Armeringsdata				
Kant	Lag nr	Kantavst.	Slakkarmering	Spennarmering
ok	1	91	cc150 d 20	
uk	1	76	cc100 d 16	

Snittkrefter. Lasttilfelle nr 1			
Permanent last		Variabel last	
Mg_Y	-143,1 kNm	Mp_Y	0,0 kNm
Ng	-1000,0 kN	Np	0,0 kN

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Mg_Y, Mp_Y gir strekk i ok

Dimensjonerende snittkrefter
Momentkontroll: Programmet regner ikke med ekstra momentbidrag fra skjærkraften (NS-EN 1992 6.2.3(7))

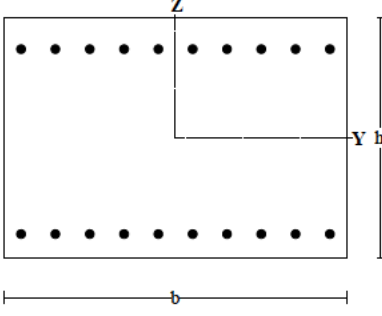
Momentkontroll. Lasttilfelle nr 1		Skjærkontroll. Lasttilfelle nr 1		Risskontroll. Lasttilfelle nr 1	
N+Nsp+tap	-1000,0	Vgamma (kN)	0,0	N (kN)	-1000,0
M+Msp+tap	-143,1	Vredusert (kN)	0,0	M (kNm)	-143,1
M/Md	0,17	Vccd Trykkbr.	3666,8	Min. overdekning	65
tøyning i ok	-,00012	Vcd (uarmert).	424,0	Overdekning (mm)	66
tøyning i uk	,00001	Stat.nødv(mm ² /m)	0	Største rissavstand (mm)	
SigmaC i ok	-2,93	Min.arm. (mm ² /m)	0	Beregnet rissvidde(mm)	0,000
SigmaC i uk	0,00	Maks bøyleavstand	325	tillatt rissvidde	0,390
SigmaS i ok					

Rissviddekontroll snitt 4 – Strekk utside overgang mellom bunn og vegg

Rissviddekontroll snitt 4 - Strekk innside overgang bue og vegg (OK snitt)

Tittel Bruksgrense - Snitt 4			Side 1
Prosjekt Rissviddekontroll	Ordre	Sign SMHS	Dato 30-04-2021

Dataprogram: BTSNITT versjon 7.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

Tverrsnitt		b	1000	mm
		h	700	mm
Zt	0	mm		
Yt	0	mm		
Areal	7,00E+05	mm ²		
Iy	2,86E+10	mm ⁴		
Iz	5,83E+10	mm ⁴		
Maks. bøyleavstand: 240 mm Spesielle krav: endesoner og seismisk Se NS-EN 1992-1-1 9.5.3 og NA.9.5.3(3) bøylearmering d12				

Armeringsdata				
Kant	Lag nr	Kantavst.	Slakkarmering	Spennarmering
ok	1	91	cc100 d 25	
uk	1	76	cc100 d 16	

Snittkrefter: Lasttilfelle nr 1			
Permanent last		Variabel last	
Mg_Y	143,1 kNm	Mp_Y	0,0 kNm
Ng	-1000,0 kN	Np	0,0 kN

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Mg_Y, Mp_Y gir strekk i ok

Dimensjonerende snittkrefter
Momentkontroll: Programmet regner ikke med ekstra momentbidrag fra skjærkraften (NS-EN 1992 6.2.3(7))

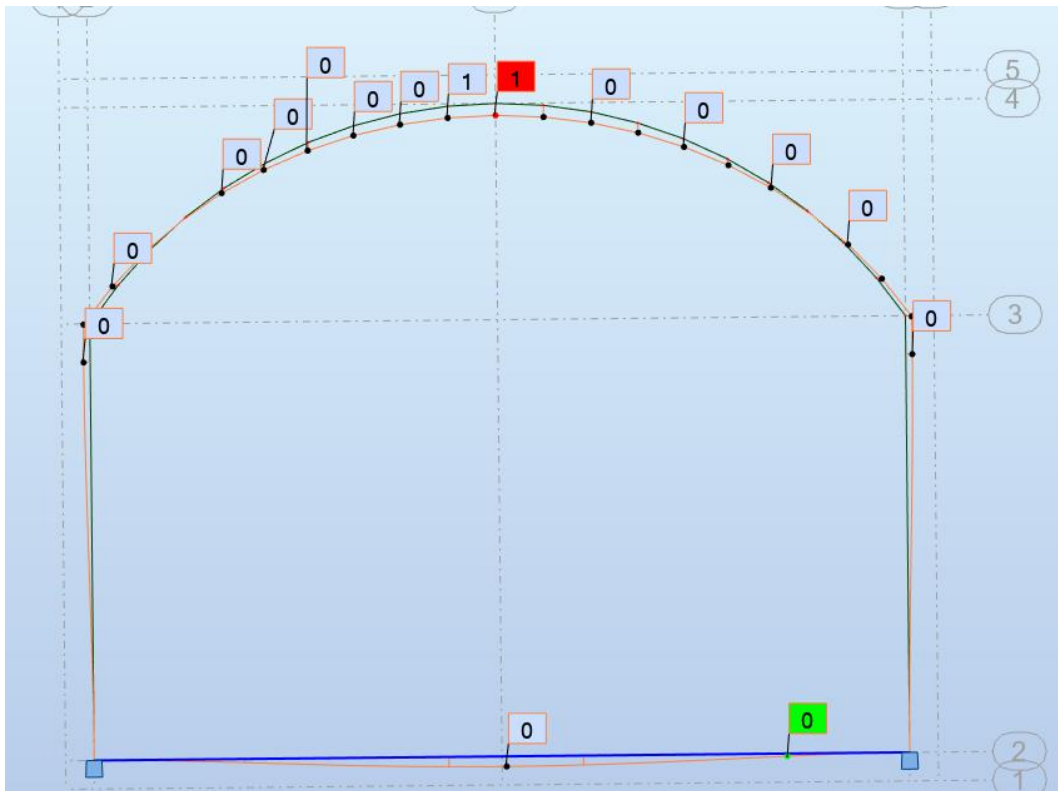
Momentkontroll. Lasttilfelle nr 1	Skjærkontroll. Lasttilfelle nr 1	Risskontroll. Lasttilfelle nr 1
N+Nsp+tap	Vgamma (kN)	N (kN)
-1000,0	0,0	-1000,0
M+Msp+tap	Vredusert (kN)	M (kNm)
143,1	0,0	143,1
M/Md	Vccd Trykkbr.	Min. overdekning
0,10	3543,5	65
tøyning i ok	Vcd (uarmert).	Overdekning (mm)
,00001	511,0	75
tøyning i uk	Stat.nødv(mm ² /m)	Største rissavstand (mm)
-,00012	0	
SigmaC i ok	Min.arm. (mm ² /m)	Beregnet rissvidde(mm)
0,00	0	0,000
SigmaC i uk	Maks bøyleavstand	tillatt rissvidde
-2,93	323	0,390
SigmaS i ok		

3.8 Rissviddekontroll krav

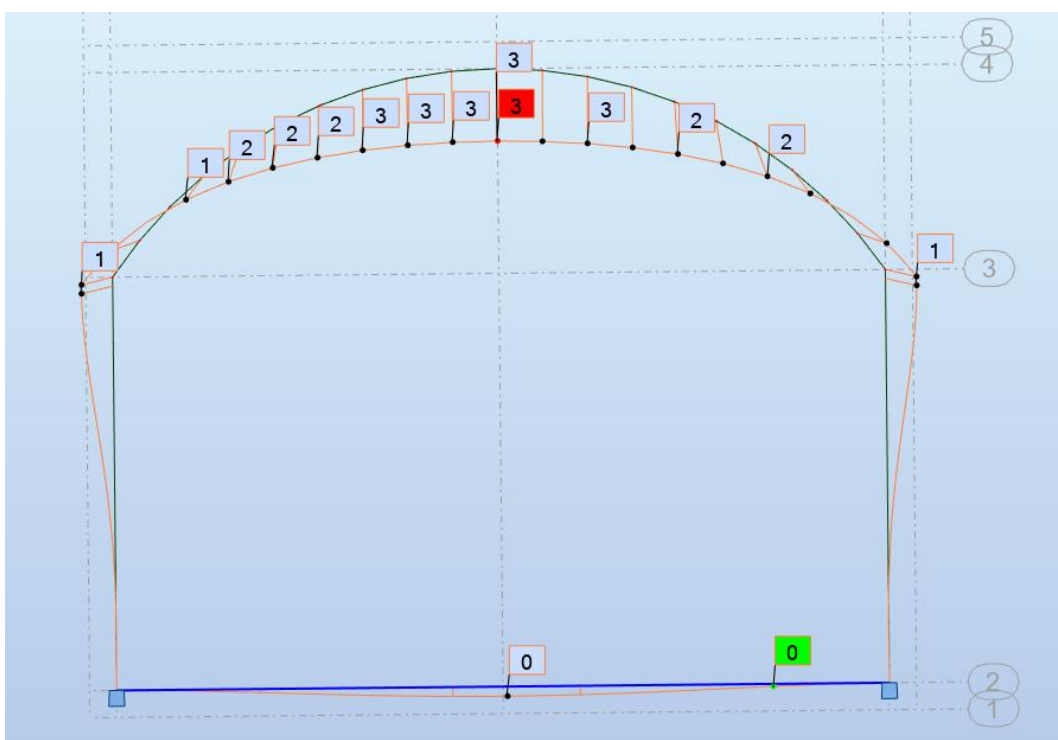
	<u>Rissviddekrav:</u>	$C_{nom} := 75 \text{ mm}$
		$C_{min.dur} := 60 \text{ mm}$
NS-EN 1992-1-1 NA.7.3.1:	Rissvidden begrenses av eksponeringsklassen. C _{nom} og C _{min.dur} er valgt etter XD1 som er dårligste eksponeringsklasse, og som derfor har høyest overdekning.	$k_c := \frac{C_{nom}}{C_{min.dur}} \leq 1.3$
		$k_c := 1.3$
NS-EN 1992-1-1 tab. NA.7.1.N:	Maks rissvidde:	$w_k := 0.3 \cdot k_c = 0.39$
	<u>Aksialkraft:</u>	
	Dimensjonerende aksialkraft:	$N_{Ed} := 2221 \text{ kN}$
	Maks spenning:	$\sigma_c := \frac{N_{Ed}}{700 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm}} = 3.173 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
	Bidrag kapasitet MN-diagram:	$n := \frac{N_{Ed}}{25.5 \cdot 700 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm}} = 0.124 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

3.5 Nedbøyning

Karakteristisk tilstand – Egenlast og nyttelast (fremtidig bebyggelse og snølast)



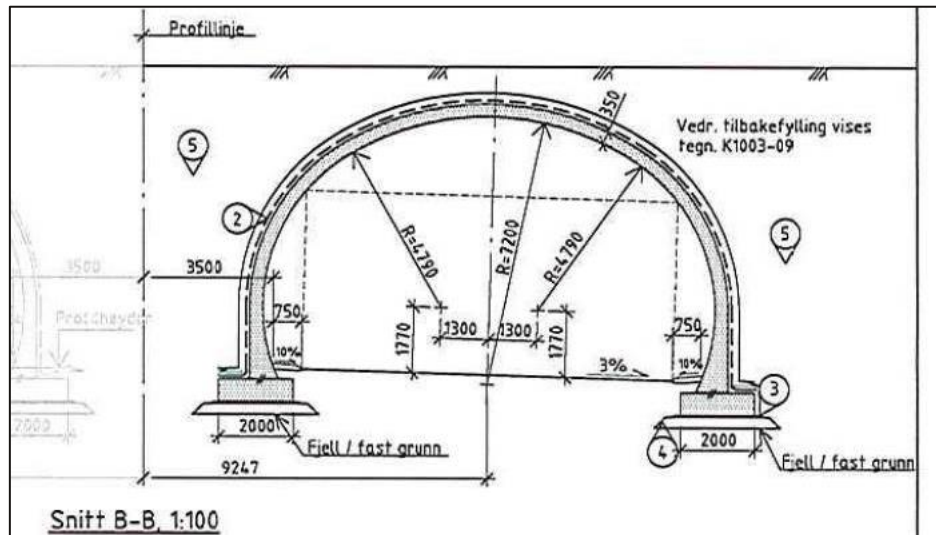
Tilnærmet permanent – Egenlast, grunntrykk, jordtrykk og vanntrykk



Vedlegg 4 – Sammenligning av tunnelportaler

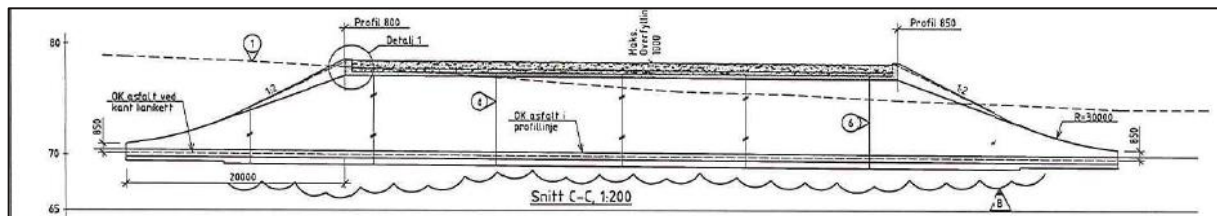
4.1 Danebro kulvert E18 Bommestad Langåker.

Utklipp av normalprofil, tilsendt av kalkulatør Olai Meland i Skanska. [Internt dokument]



4.2 Danebro kulvert E18 Bommestad - Langåker.

Utklipp av lengdeprofil Danebro kulvert, tilsendt av kalkulatør Olai Meland i Skanska. [Internt dokument]



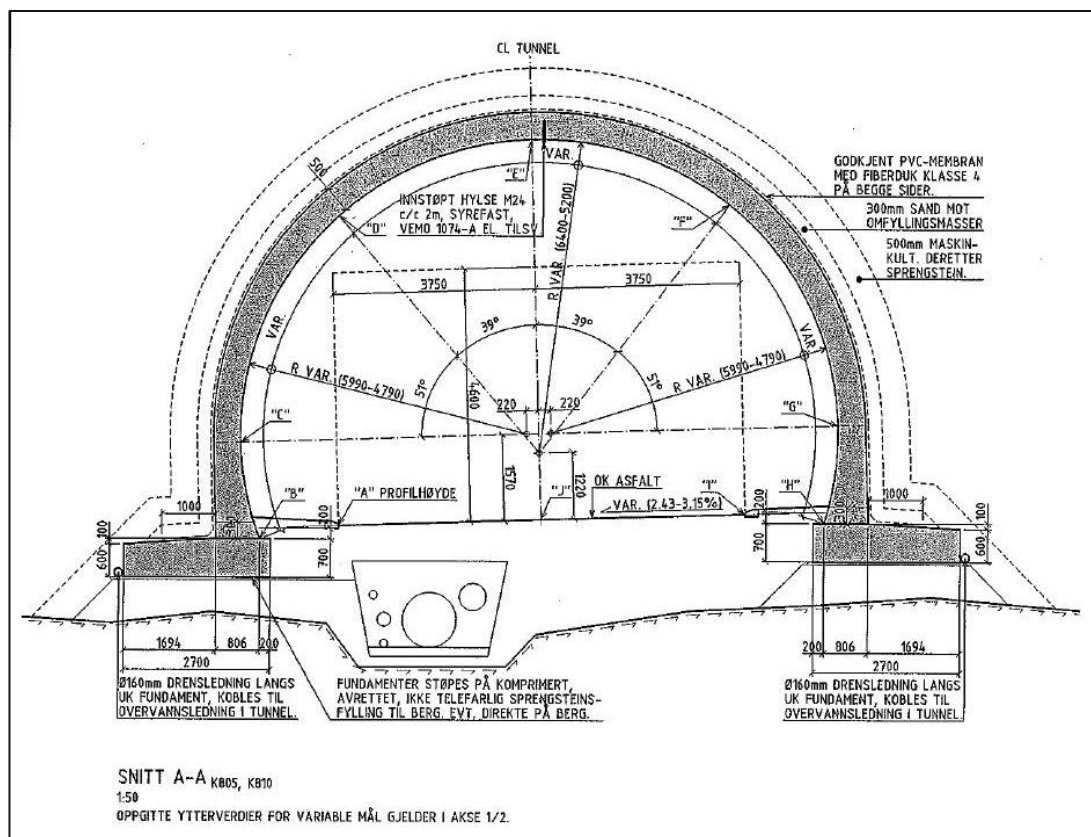
4.3 Danebro kulvert E18 Bommestad - Langåker.

Utklipp av forskalingsbro Danebro kulvert, tilsendt av kalkulatør Olai Meland i Skanska. [Internt dokument]



4.4 Romsåstunnelen E18 Krosby - Knapstad.

Utklipp av normalprofil Romsåstunnelen, tilsendt av kalkulatør Olai Meland i Skanska.
[Internt dokument]



4.5 Romsåstunnelen E18 Krosby - Knapstad.

Utklipp av lengdeprofil Romsåstunnelen, tilsendt av kalkulatør Olai Meland i Skanska.
[Internt dokument]

