

INNHOLDSFORTEGNELSE

1	Innledning/orientering	4
2	Bakgrunnsinformasjon.....	5
3	Regelverk og krav til partialfaktor	6
3.1	Myndighetskrav og kontrollform	6
3.2	Krav til lokalstabilitet	6
3.3	Krav til tillatte setninger.....	6
3.4	Trafikk- og terrenglaster i stabilitetsberegninger	6
3.5	Seismisk påvirkning og jordskjelvdesign.....	7
4	Grunn og fundamenteringsforhold	8
4.1	Grunnforhold	8
4.2	Valg av geotekniske parametere	8
4.3	Stabilitetsforhold	9
4.4	Peleberegninger	10
4.5	Frostsikring	19
5	Anleggsgjennomføring i akse 2.....	19
6	Midlertidig spunt.....	21
6.1	Bunnoppressing	24
6.2	Krefter og deformasjoner av spunten.....	26
6.3	Krefter i stivere og puter.....	27
6.4	Oppsummert spunt.....	28
7	Referanser	29

VEDLEGGSOVERSIKT

Bilag

- 1 Krefter i underkant fundament, mottatt 24.11.2025

Tegning		Målestokk	Format
V01	Borplankart	1:1000	A3
V02	Lengdeprofil	1:200	A1

1 Innledning/orientering

Etter oppdrag fra E6 Helgeland har Geofag Utbygging utført grunnundersøkelser og foretatt geotekniske vurderinger for prosjektet E6 Gluggvasselv bru.

Prosjektet er en del av omklassifisering av eksisterende E6 i forbindelse med prosjektet E6 Svenningelv–Lien. Vegen vil etter trafikkpåsetting av ny E6 omklassifiseres til Fylkesveg og vil samtidig fungere som beredskapsveg for ny E6.

Denne rapporten er en prosjekteringsrapport og er utarbeidet i forbindelse med byggeplanen for prosjektet.

Utførte grunnundersøkelser er presentert i geoteknisk datarapport, B12307–GEOT–01.

2 Bakgrunnsinformasjon

Det skal bygges ny bru over Gluggvasselv i Grane kommune, som ligger i Nordland fylke. Prosjektet omhandler rivning av eksisterende Gluggvasselv bru og bygging av ny bru på samme sted som følge av at eksisterende bru er i svært dårlig forfatning.

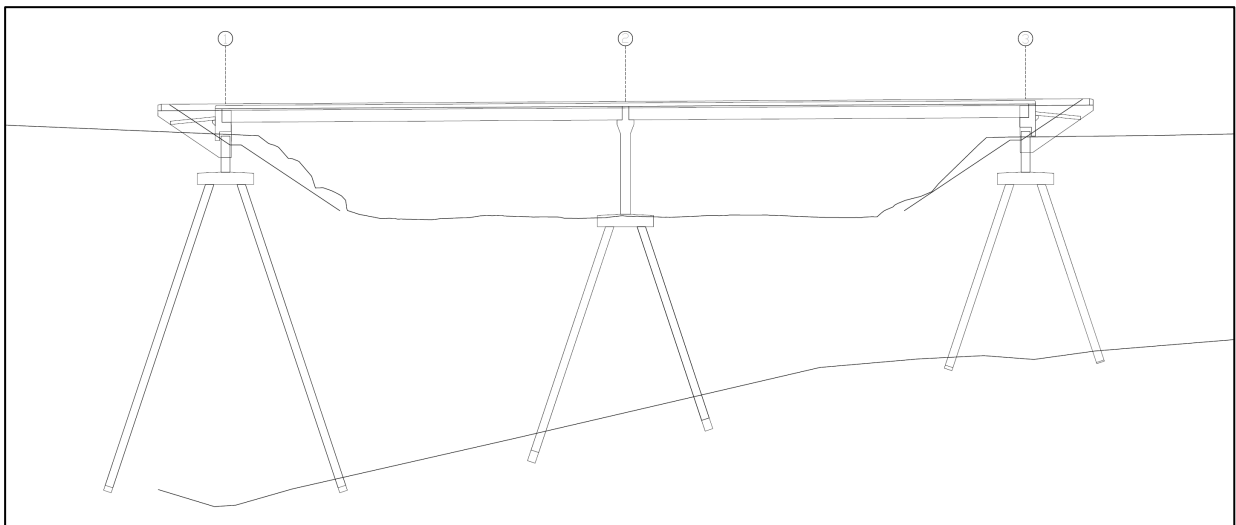
Eksisterende Gluggvasselv bru ble bygget i 1958 og er en 3 spenns stålbejelkebru med lengde 59 meter. Brua har tidligere blitt forsterket ved begge landkar (2011) samt at rekkverk er byttet og landkar ble ytterligere forsterket med peler i 2021.

Den nye bruene er en to-spenns plate bru med forspente betongbjelker i samvirke med betongdekke. Hvert spenn har en lengde på 34 m som gir bruene en lengde på ca. 68 m. Brua er fast innspent i midtaksen og opplagret på glidelagre ved landkarene.

Vingemurer er påhengt på overbygningen. Da grunnen er lagdelt med noen fast og noen løsere lag er det valgt å fundamenter bruene med rammede stålørspeler til berg i alle akser. Det er to kjørefelt på bruene med en føringsbredde på 7,5 m og en total brubredde på 8,58 m.

Det er valgt å ta i bruk interimsbru fra Bruberedskap SVV over elva med 2 kjørefelt under rivning av eksisterende bru og bygging av ny bru.

Geotekniske vurderinger for interimsbrua er presentert i geoteknisk rapport, B12307-GEOT-03.



Figur 1: Lengdeprofil ny Gluggvasselv bru

3 Regelverk og krav til partialfaktor

3.1 Myndighetskrav og kontrollform

Med bakgrunn i 1.1.1-2 i Hb N400 og tabell NA.A1(901) i Eurocode 0 [1] er konsekvens-/pålitelighetsklasse satt til **CC3** og **RC3**.

Med bakgrunn i kap. 2.1 i Eurokode 7 [2] plasseres prosjektet i **geoteknisk kategori 2**.

I henhold til Tabell 1.2.1-1 og 1.2.2-1 i Hb N200 [3] havner prosjektet i prosjekterings- og utførelseskontrollklasse **PKK3** og **UKK3**. Dette medfører at det skal utføres

- egenkontroll
- utvidet kontroll (intern, systematisk kontroll – kollegakontroll)
- utvidet kontroll iht. PKK2 (verifisering av at egen- og kollegakontroll er utført)
- utvidet kontroll iht. PKK3 (fagkontroll utført av uavhengig foretak)

PKK3 kontrollen blir gjennomført ved at prosjekteringsmaterialet går gjennom kontroll og godkjenning i Vegdirektoratet. Skjema for valg av geoteknisk kategori, konsekvensklasse, pålitelighetsklasse, kontrollform samt dokumentasjon av utført kontroll er vist på side 2 i rapporten.

3.2 Krav til lokalstabilitet

For spesielt gunstige forhold eller oversiktlige forutsetninger tillates det i henhold til 1.1.1-2 i Hb N400 at partialfaktorer velges som for CC2.

Med bakgrunn i valgt konsekvensklasse (**CC2** alvorlig) og bestemmelse av forventet bruddmekanisme (nøytralt brudd) er partialfaktorer for lokalstabilitet valgt etter Tabell 1.4.2-1 og 1.4.2-2 i Hb N200 [3].

Dette utgjør $\gamma_M=1,40$ for effektivspenningsanalyse og $\gamma_M=1,4$ for totalspenningsanalyser.

3.3 Krav til tillatte setninger

Krav til maks tillatte setninger for konstruksjoner som fundamenteres på løsmasser finnes i Håndbok N400 [4].

3.4 Trafikk- og terrenglaster i stabilitetsberegninger

For trafikkklaster ved stabilitetsberegninger benyttes en jevnt fordelt last på 19,5 kPa over hele veggbredden. Lastene er i samsvar med krav i Håndbok N200 [3] og inkluderer en lastfaktor på $\gamma_Q=1,3$.

Det er ikke vanlig å regne med snølast på terreng i stabilitetsanalyser.

Laster som har en plassering slik at de påvirker stabiliteten positivt tas ikke med i beregningene.

3.5 Seismisk påvirkning og jordskjelvdesign

I henhold til Eurokode 8 [5] skal skråningsstabiliteten undersøkes når en konstruksjon bygges på, eller i nærheten av, naturlige eller kunstige skråninger. I dette prosjektet skal derfor følgende elementer kontrolleres for stabilitet under påvirkning av jordskjelvlaster.

- Tilløpsfyllinger
- Peler

Med henvisning til Eurokode 8 settes brua i seismisk klasse II. Det vurderes at området har grunntype C eller D.

Dimensjonerende grunnakselerasjon:

$ag_R = 0,25 \text{ m/s}^2$ fra tabell NA.3.1(910) i EC8

$S = 1,8$ for grunntype D (konservativt for C og D)

$\gamma_1 = 1,0$ fra tabell NA.4(901) og NA.4(902) i EC8-1, seismisk klasse bedømt til II

gir:

$$ag \cdot S \cdot \gamma_1 = 0,25 \cdot 1,8 \cdot 1,0 = 0,45 \text{ m/s}^2$$

Seismisk klasse II: Dimensjonering med jordskjelvlaster kan utelates hvis $ag \cdot S < 0,49 \text{ m/s}^2$

4 Grunn og fundamenteringsforhold

4.1 Grunnforhold

De utførte undersøkelsene viser at grunnforholdene i området er meget lagdelte og sonderingsmotstanden varierer mellom liten og meget stor. Prøvetakingen har vært utfordrende, men viser at de fastere lagene består av sand og grus mens de løsere lagene har et innhold av leire og silt. På søriden av brua er det siltig leire i 4 til 8 meters dybde. Det har ikke vært mulig å utføre CPTu i noe av massene med det tilgjengelige utstyret. For ytterligere beskrivelse vises det til den geotekniske datarapporten.

4.2 Valg av geotekniske parametere

I stabilitetsberegningene er det benyttet parametere som vist i Tabell 1. Parameterne er valgt på bakgrunn av utførte grunn- og laboratorieundersøkelser samt erfaringsverdier fra HB V220 [6].

Tabell 1 – Jordparametere brukt i stabilitetsberegninger

Materiale	Tyngde- tetthet γ/γ' (kN/m ³)	Aktiv udrenert skjærfasthet c_{uc} (kPa)	Attraksjon a (kPa)	Friksjons- vinkel ϕ (°)	Merknad
Sprengstein	19,0 / 12	–	5	42	
Siltig leire	18,5	$20 + (0,25 * \sigma'_{v0})$	5	26	Søndre landkar
Siltig sand	18,5	–	5	28	
Sand	18,5	–	5	32	

Parameterer for den siltige leiren brukes under det søndre landkaret. På nordre siden brukes parameterer for siltig sand.

Grunnvannstanden er antatt til å ligge anslagsvis 2–3 meter under terrengoverflaten og følge nivået for fylling i skråningene opp fra elven.

4.3 Stabilitetsforhold

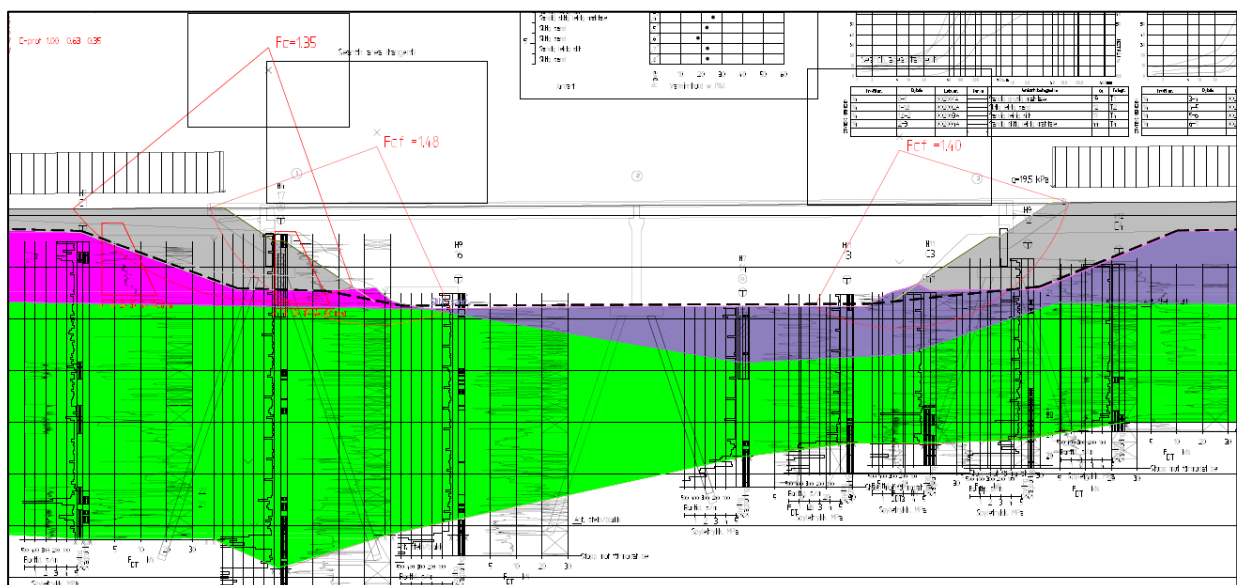
Det er utført stabilitetsanalyser etter prinsippene gitt i Håndbok V220 [6]. Beregningene er utført ved hjelp av programmet Geosuite stabilitet.

Tabell 2 viser beregnet stabilitet sammen med krav til materialfaktorer, γ_m . Det vises til kapittel 3.2 i denne rapporten for oppsummering av krav til sikkerhet ved beregning av lokal- og områdestabilitet. Beregningen er utført på effektivspenningsbasis da vi ikke har grunnlag for å anta at det vil oppstå udrenerte forhold. Massene fremstår også som forholdsvis permeable og det vil sannsynligvis ikke bli skapt større forandringer i poretrykk i forbindelse med arbeidene.

Likevel er det gjort en kontroll med en udrenert analyse på sørsiden av brua, hvor styrken i den siltige leiren er satt til $20+0,25 \cdot \text{overlagringstrykket}$. Denne viser en noe lav materialfaktor, men vurderes som tilfredsstillende da det forventes drenerte forhold.

Tabell 2 – Beregnet stabilitet i lengdeprofil

Tegning nr. Beregning	Analyse- metode	Beregnet med GS stabilitet		Merknad
		Beregnet γ_m kritisk flate	Krav til γ_m	
Søndre tilløpsfylling	aφ	1,48	1,4	Kontroll av robusthet. En udrenert situasjon er vurdert som usannsynlig
	ADP	1,35	–	
Nordre tilløpsfylling	aφ	1,40	1,4	



Figur 2: Utsnitt fra stabilitetsberegning. For fullstendig beregning se tegn 02

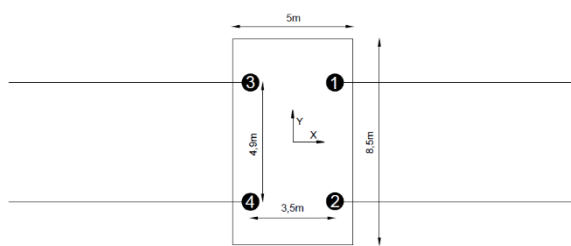
4.4 Peleberegninger

Valg av peler og pelegruppe

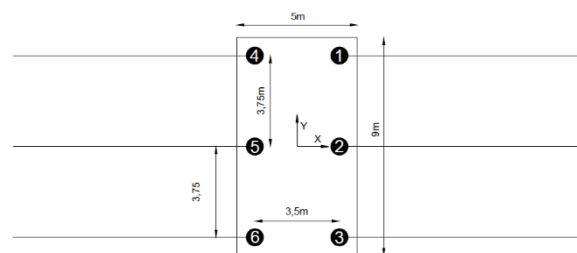
Ved valg av type peler og plassering er det lagt vekt på å finne minste hensiktsmessige dimensjon og antall for å oppnå:

- Tilstrekkelig kapasitet
- Tilfredsstille Peleveiledningens anbefalinger om innbyrdes avstand
- Minste avstand fra kant fundament $\geq 400\text{mm}$
- Praktisk utførelse
- Symmetri og god lastfordeling mellom pelene

Fundamentene er optimalisert for å oppfylle geometrikravene for pelene. I akse 1 og 3, som er plassert på land, er utformingen lik, der det benyttes 4 peler plassert skrått i lengderetningen med helning 3:1. Ved akse 2, midt i elven, er brua innspent og det er disse pelene som får de største lastene. Det benyttes derfor 6 skråpeler med helning 3:1.



Akse 1 og 3



Akse 2

Det er valgt Ø711/16 mm peler i alle akser. Pelene skal rammes i antatt friksjonsmasser og meisles inn i berg. Det forventes ikke spesielle utfordringer under rammingen. Ettersom pelene er såpass korte og skal meisles inn i berg er det ikke gjennomført egne rambarhetsanalyser, men det vil bli et krav om minimum 10 tonn loddvekt og en løftehøyde på minst 1 meter. Pelene vil under bygging bli fulgt opp av geotekniker, som vil sørge for at det kan dokumenteres tilstrekkelig bæreevne for hver pel før de kappes. Alle pelene skal rammes fra land, i akse to skal pelene rammes fra en midlertidig fylling.

Det forventes ikke påhengslaster på noen av pelene.

Modell

Peleberegningene er utført med *Geosuite Pilegroup versjon 3.0*. Det er gjennomført egne pelegruppe beregninger for hver akse. I alle aksene er det benyttet jordmodellen *NTNU drenert* ettersom pelene står i friksjonsmasser.

Som input til beregningene har vi mottatt ULS- og SLS-laster fra globalmodellen. Lastene er tatt ut som de største lastene gjennom hele bruas levetid og i byggeperioden. Da modellene ble satt opp ble det gjennomført en sammenlikning av akse-system brukt i Sofistik og Geosuite. Dette resulterte i at alle laster fra Sofistik måtte multipliseres med –1 før de hentes inn i Geosuite. Begge modeller benytter et «høyre hånd» akse system.

Globalmodellen er modellert i programmet Sofistik, se beregningsdokument for bru.

Koblingen mellom pelegrupper og globalmodellen er gitt ved en stivhetsmatriser for hele pelegruppen. Stivhetsmatrisen beregnet i Geosuite er invertert for å passen inn i Sofistik som skal ha en stivhetsmatrise for deformasjoner. Etter at utformingen av hver pelegruppe var klar, ble pelene lagt inn i globalmodellen. Jordstivheten langs hver pel er beregnet som fjærstivheter basert på spenninger og deformasjoner fra Geosuite modellene. Deformasjoner og krefter langs pelene i globalmodellen er deretter kontrollert, slik at de stemmer overens med resultatene fra Geosuite.

Alle pelegruppeberegninger er gjennomført for en myk og en stiv oppførsel, dvs. de er modellert både med og uten stålrør. Alle pelespissene er modellert som frie. Pelene går 0,5 meter ned i et berglag som er modellert som en stiv jord med et høyt modultall.

Berggrunnen i området er en del av Helgelandsekkekomplekset. NGUs berggrunnskart viser at hovedbergarten er glimmergneis. Dette er en metamorf, og relativ sterk bergart med god bæreevne. Glimmergneisen er anisotrop, men totalsonderingene som er boret ned i berg viser ingen tegn til at boringene har kommet inn i svake lag. Ettersom pelene skal rammes inn i berg vil vi kunne kontrollere bæreevnen under ramming ved bruk av PDA/CAPWAP målinger.

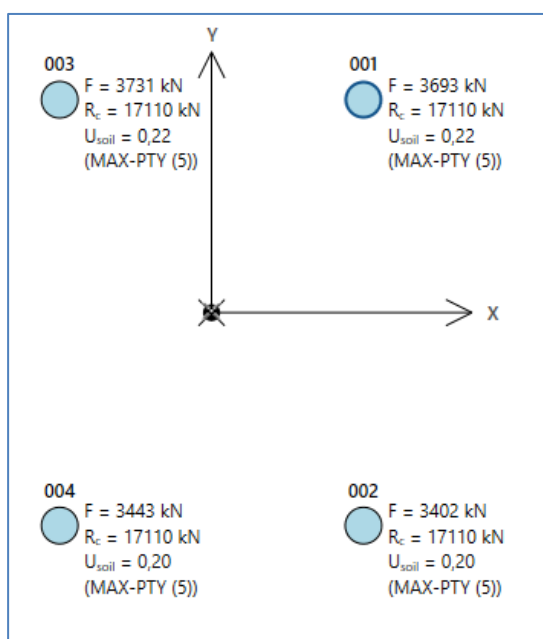
Akse 1

Jordmodellen som er brukt i denne aksen er vist i Figur 3.

Placement	Depth [m]	Friction angle, Φ [degrees]	Attraction [kN/m ²]	Pile/soil roughness [-]	Coefficient, μ [-]	Effective stress, c [kPa]	Shear modulus n [-]	Mobilization deg [-]	Modulus number [-]	Reference stress, [kPa]	Stress exponen...	Mobilization deg [-]
Name: Siltig Leire												
Top of layer	0,00	32,00	5,00	0,700	0,700	0,10	100,000	1,000	100,000	100,000	0,50	0,650
Bottom of layer	5,00	32,00	5,00	0,700	0,700	45,00	100,000	1,000	100,000	100,000	0,50	0,650
Name: Siltig sand												
Top of layer	5,00	34,00	5,00	0,700	0,800	45,00	150,000	1,200	200,000	100,000	0,50	0,650
Bottom of layer	22,00	34,00	5,00	0,700	0,800	198,00	150,000	1,200	200,000	100,000	0,50	0,650
Name: Grus												
Top of layer	22,00	38,00	5,00	0,800	0,900	198,00	200,000	1,000	200,000	100,000	0,50	0,650
Bottom of layer	29,00	38,00	5,00	0,800	0,900	261,00	200,000	1,000	200,000	100,000	0,50	0,650
Name: Berg												
Top of layer	29,00	45,00	20,00	0,900	1,000	261,00	200,000	1,000	7 000,000	100,000	1,00	0,650
Bottom of layer	34,00	45,00	20,00	0,900	1,000	311,00	200,000	1,000	7 000,000	100,000	1,00	0,650

Figur 3 Jordmodell for akse 1.

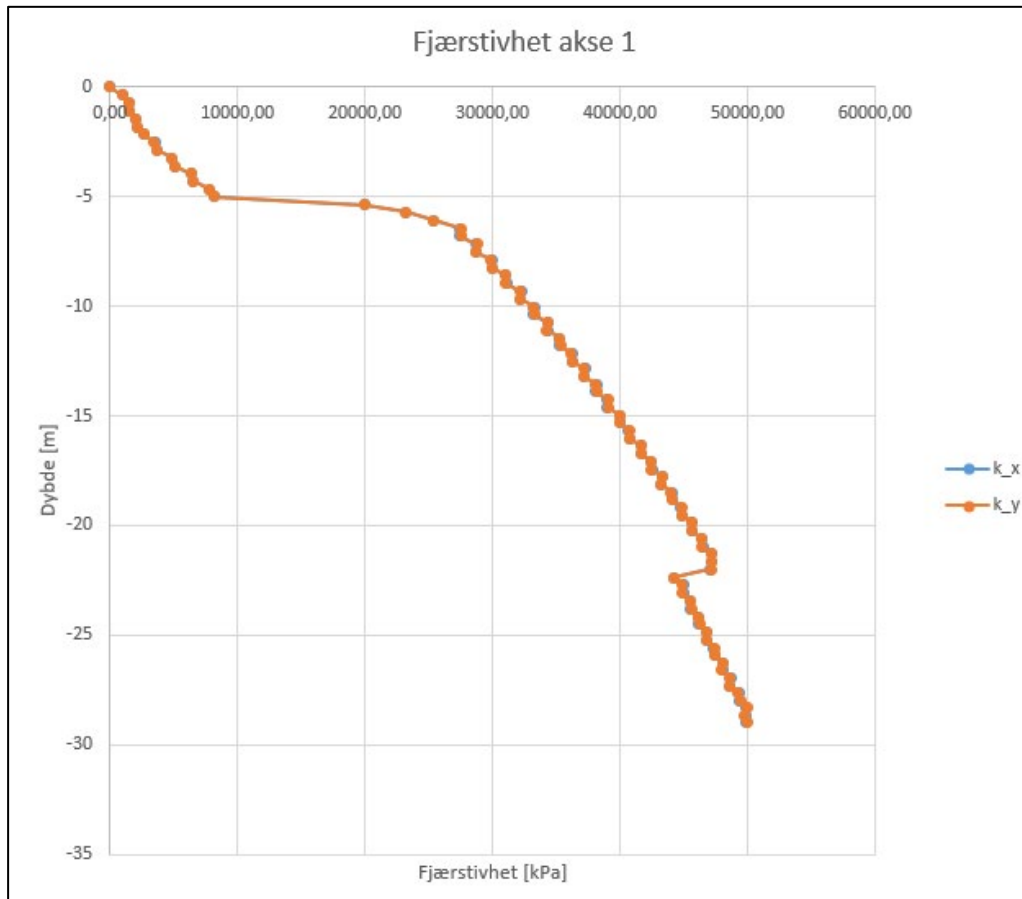
Denne aksen er ikke påkjent av laster fra is. Det er derfor kun trykk-krefter i alle pelene for alle ULS- og SLS-laster. Figur 4 viser maksimale krefter i pelene for dimensjonerende ULS-laster.



Figur 4 Maksimale pelekrefter for dimensjonerende ULS-laster

Den lave utnyttelsen av jorda skyldes at pelene først og fremst er spissbærende til et berg som har god bæreevne.

Fjærstivhetene er beregnet for lasttilfellet ULS MAX-P som er det lasttilfellet som gir de høyeste aksial-lastene. Fjærstivheten beregnes som beregnet spenning nedover pelen [kPa] dividert på deformasjon [m] og multiplisert med pelediameter. Dette gir en fjærstivhet med dimensjon kPa. Fjærstivhet mellom pel og jord, (berg er tatt ut) er vist i Figur 5.



Figur 5 Fjærstivhet for pelene i akse 1.

Figur 5 viser at det blir en reduksjon i fjærstivheten i overgangen mellom jordlagene «siltig sand» og «grus». Reduksjonen virker ikke helt fysisk, men har lite å si for resultatet, da det er fjærstivheten i toppen som er viktig for pelene. I denne dybden er pelene innspent.

Figur 5 viser også at fjærstivheten er lik i x- og y-retning. Dette er fordi fjærstivheten er beregnet for vertikale peler. Senere ble pelene skråstilt, men fjærstivhetene langs pelen er fortsatt gyldige.

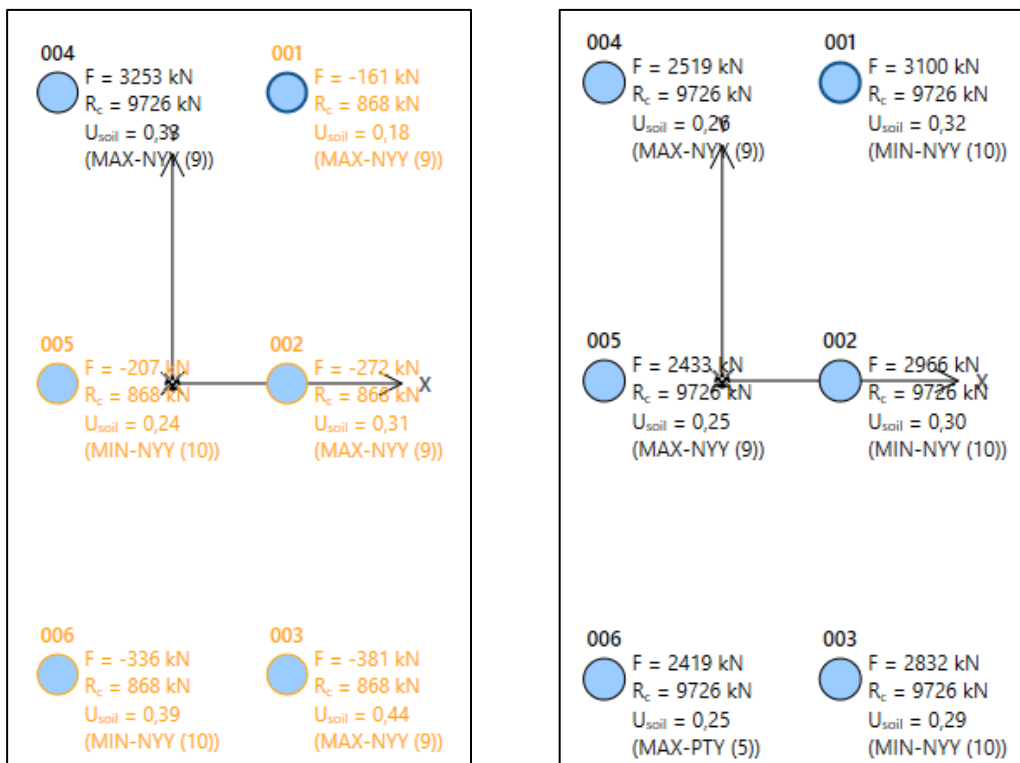
Akse 2

Jordmodellen som er brukt i denne aksen er vist i Figur 6.

Placement	Depth [m]	Friction angle, Φ [degrees]	Attraction [kN/m ²]	Pile/soil roughness [-]	Coefficient, μ [-]	Effective stress, c [kPa]	Shear modulus n [-]	Mobilization deg [-]	Modulus number [-]	Reference stress, [kPa]	Stress exponen...	Mobilization deg [-]
Name: Siltig sand												
Top of layer	0,00	32,00	5,00	0,700	0,800	0,00	150,000	1,000	200,000	100,000	0,50	0,650
Bottom of layer	15,00	32,00	5,00	0,700	0,800	130,00	150,000	1,000	200,000	100,000	0,50	0,650
Name: Grus												
Top of layer	15,00	38,00	5,00	0,800	0,900	130,00	200,000	1,000	200,000	100,000	0,50	0,650
Bottom of layer	17,00	38,00	5,00	0,800	0,900	145,00	200,000	1,000	200,000	100,000	0,50	0,650
Name: Berg												
Top of layer	17,00	45,00	20,00	0,900	1,000	145,00	200,000	1,000	7 000,000	100,000	0,50	0,650
Bottom of layer	22,00	45,00	20,00	0,900	1,000	200,00	200,000	1,000	7 000,000	100,000	0,50	0,650

Figur 6 Jordmodell

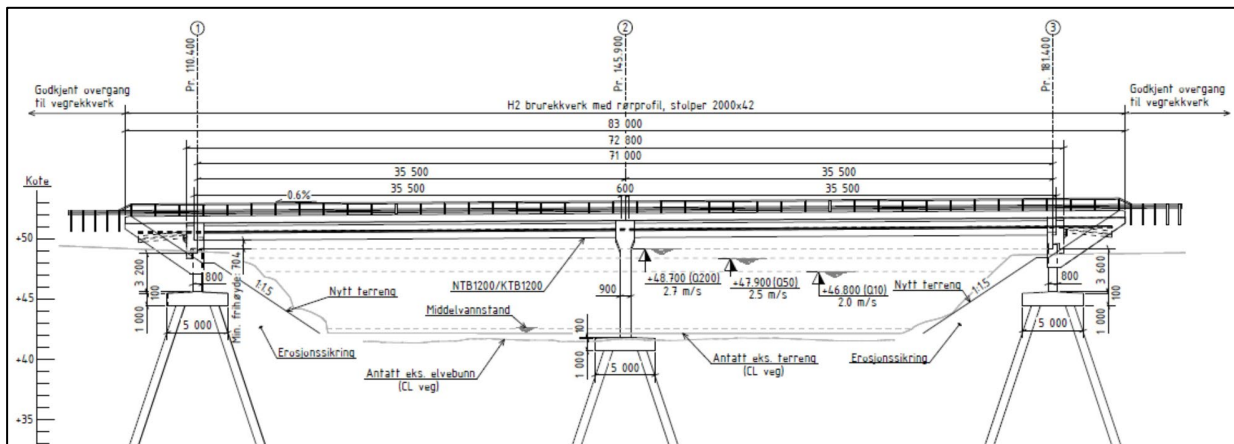
Dimensjonerende ULS laster er kombinasjoner med ekspansjonslaster fra is, noe som resulterer i strekk-laster i 5 av 6 peler ved ulike lastkombinasjoner. Tilsvarende kombinasjoner for SLS karakteristisk gir ikke strekk i noen peler, se Figur 7.



Figur 7 Maksimale krefter i pelene fra ULS og SLS-Karakteristisk.

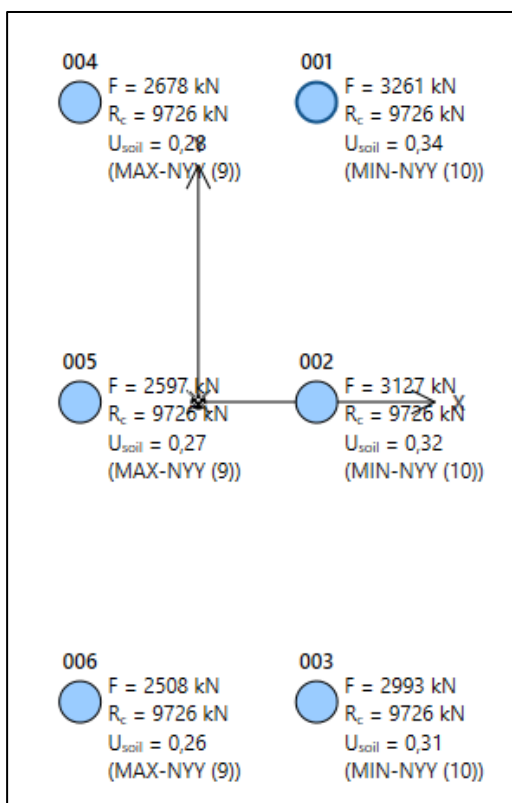
Ekspansjonslaster fra is skal ifølge krav i N400 angripe søylen i en høyde som tilsvarer en flom med 50 års gjentakintervall. Figur 8 viser at vannstanden ved en 50-års flom er betydelig høyere enn ved en middelvannføring. En forutsetning for at brua skal merke laster fra ekspansjon av is, er at søylen er frosset fast et isdekke som er innspent. Ekspansjonslaster kommer når kald is varmes opp slik at isen utvider seg. Slike laster forekommer derfor når vannhastigheten i elva er lav, dvs. ikke under en flom. Vi har derfor, i dialog med N400 fått

aksept for å beregne angrepspunktet for ekspansjonslast i et nivå tilvarende en middel vintervannstand. Ettersom vi ikke kjenner denne har vi lagt til grunn middelvannstand, se Figur 8.



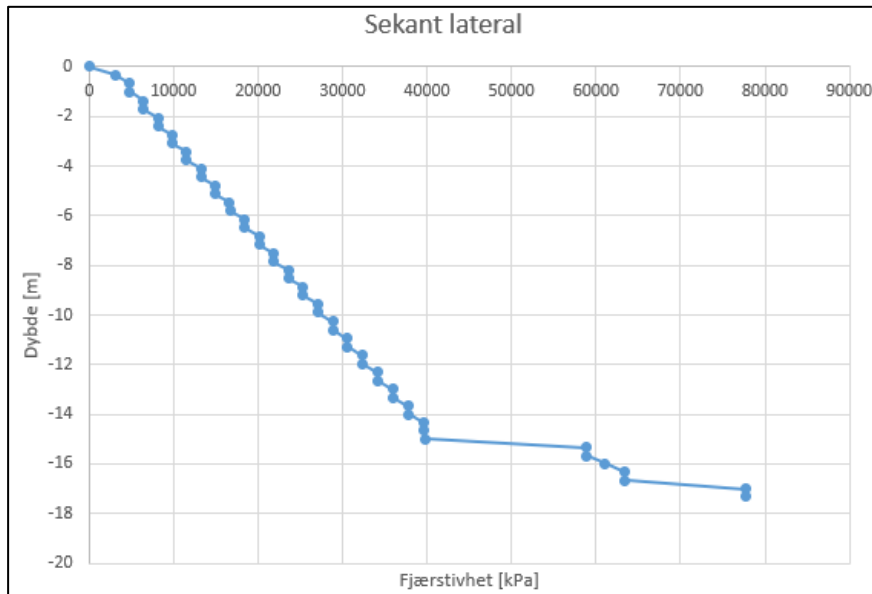
Figur 8 Oppriss av Gluggvasselva bru.

Dette resulterte i omtrent en halvering av dimensjonerende moment fra ULS laster. Med de nye lastene blir det ikke lenger strekk i noen peler i ULS, se Figur 9.



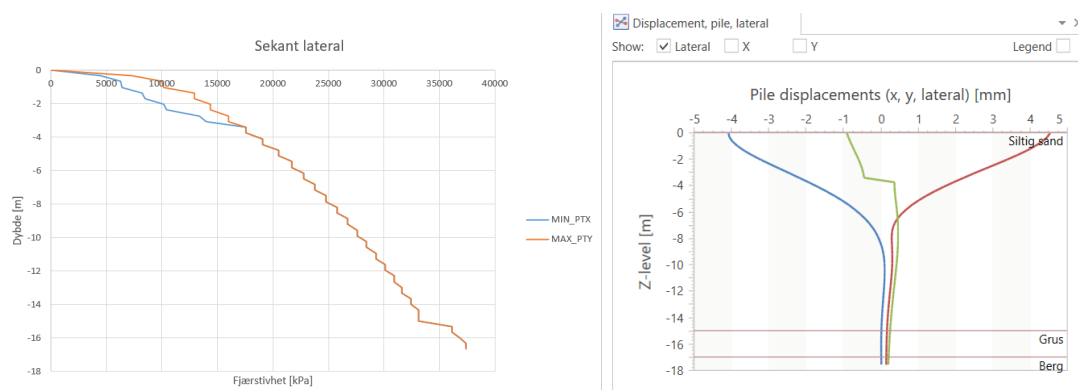
Figur 9 Pelekrefter med oppdatert ULS laster.

Fjærstivheter for denne aksen er tatt ut som «Sekant lateral» fra SPLICE- delen av Geosuite og vist i Figur 10.



Figur 10 Fjærstivheter for pelene i akse 2.

Sekant lateral fra SPLICE og beregnet fjærstivhet med verdier fra Geosuite er helt identiske for vertikale peler. I forbindelse med knekkingsberegninger for hele pelegruppen og søyle har vi brukt fjærstivhet fra de lasttilfellene som gir maks og min horisontal forskyvning i toppen av pelene. De største forskyvningene i y-retning er ca. 4,8 mm med lasttilfellet MIN_PTX og ca. 0,9 mm med lasttilfellet MAX_PTY. I x-retning er deformasjonene litt mindre. Fjærstivhetene er tatt ut for pel 1, men det er minimale forskjeller mellom pelene. Fjærstivhetene er hentet fra Geosuite resultatfilen som «Sekant lateral», og vist i Figur 11. Knekkingsberegninger er gjennomført i Sofistik, der det er knekking om bruas lengderetning som er kritisk ettersom søylen er mye smalere i x-retning enn i y-retning. Fjærstivheten er lateral, dvs. vektorproduktet av x- og y-retning.



Figur 11 Maks og min deformasjoner til høyre og laterale fjærstivheter til venstre.

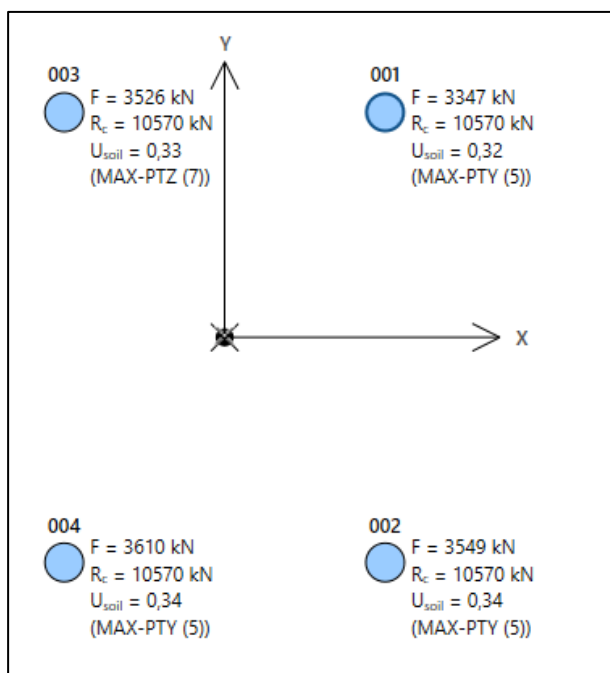
Akse 3

Jordmodellen som er bruk i denne aksen er vist i Figur 12.

Placement	Depth [m]	Friction angle, Φ [degrees]	Attraction [kN/m ²]	Pile/soil roughness [-]	Coefficient, κ [-]	Effective stress, c [kPa]	Shear modulus n [-]	Mobilization deg [-]	Modulus number [-]	Reference stress, [kPa]	Stress exponen...	Mobilization deg [-]
Name: Siltig sand												
Top of layer	0,00	32,00	5,00	0,700	0,800	0,00	150,000	1,000	200,000	100,000	0,50	0,650
Bottom of layer	11,00	32,00	5,00	0,700	0,800	130,00	150,000	1,000	200,000	100,000	0,50	0,650
Name: Grus												
Top of layer	11,00	38,00	5,00	0,800	0,900	130,00	200,000	1,000	200,000	100,000	0,50	0,650
Bottom of layer	15,00	38,00	5,00	0,800	0,900	145,00	200,000	1,000	200,000	100,000	0,50	0,650
Name: Berg												
Top of layer	15,00	45,00	20,00	0,900	1,000	145,00	200,000	1,000	7 000,000	100,000	0,50	0,650
Bottom of layer	18,00	45,00	20,00	0,900	1,000	200,00	200,000	1,000	7 000,000	100,000	0,50	0,650

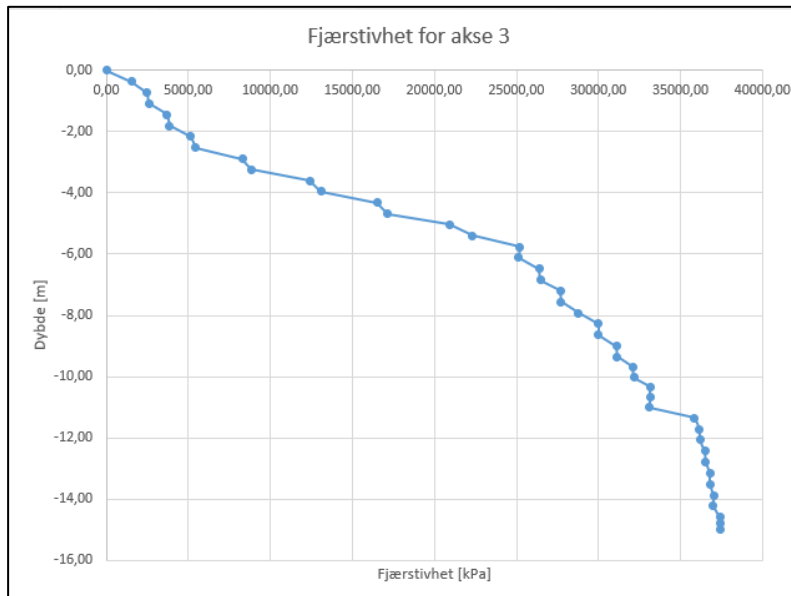
Figur 12 Jordmodell for akse 3

Jordmodellen i akse 3 er nokså lik jordmodellen i akse 2. I likhet med akse 1 er heller ikke pelene i denne aksen påkjent laster fra is. Alle ULS- og SLS-lastkombinasjoner gir kun trykk-krefter i pelene. Maksimale trykk-krefter i pelene fra dimensjonerende ULS-laster er vist i Figur 13.



Figur 13 Maksimale pelekrefter for dimensjonerende ULS-laster.

I likhet med Akse 1 og Akse 2 har pelene god kapasitet. Fjærstivheter for denne aksen er vist i Figur 14.



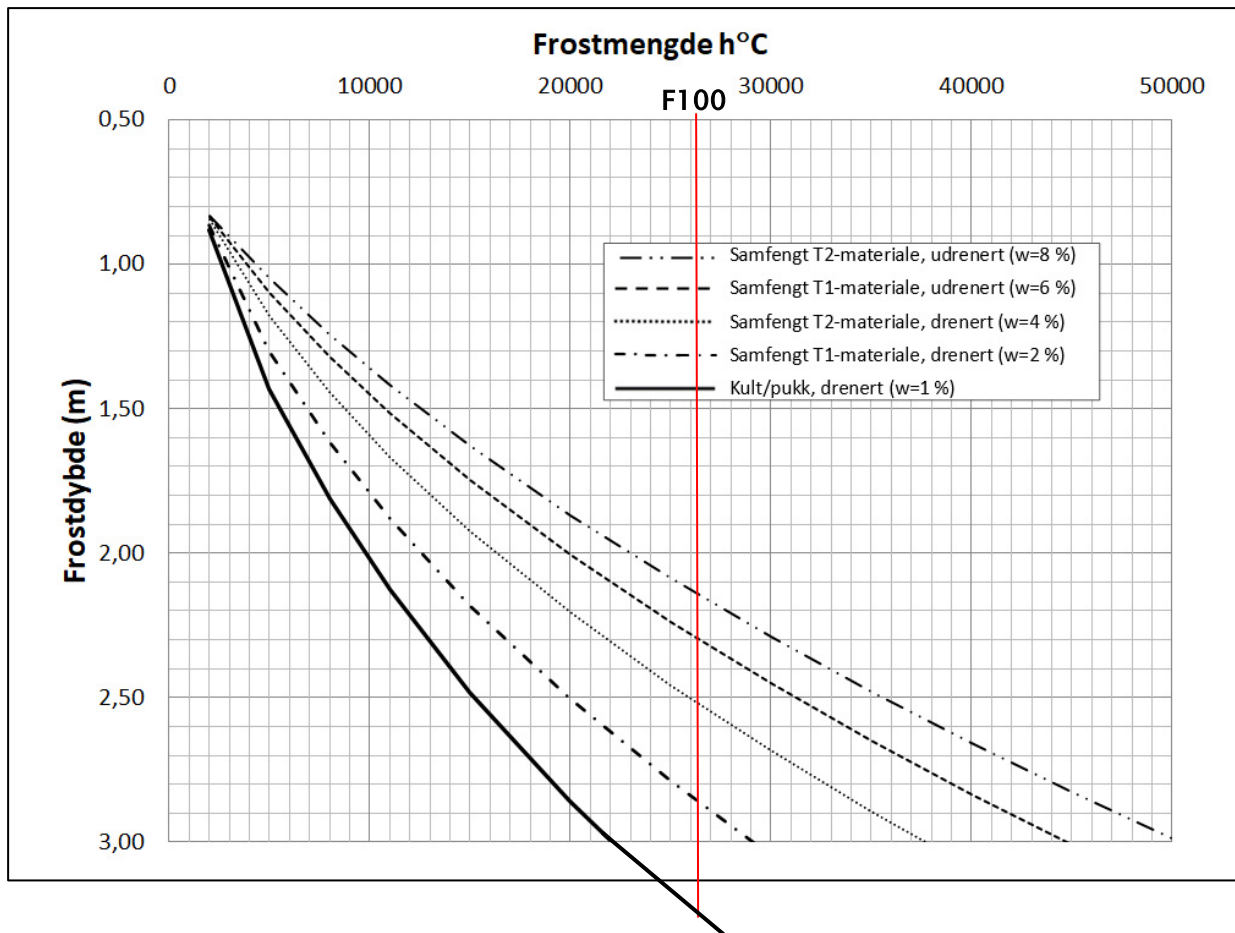
Figur 14 Fjærstivhet for peler i akse 3.

4.5 Frostsikring

I henhold til N400 7.1.2 skal konstruksjonselementer være i frostsikker utførelse. Det skal dimensjoneres for en frostmengde på minst 100-års returperiode.

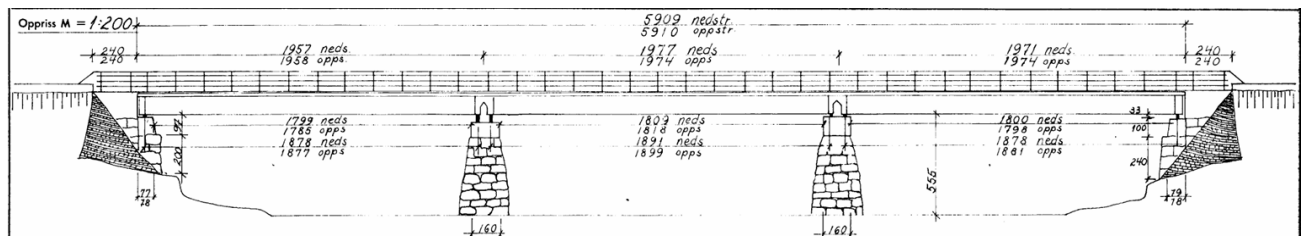
F100 ved Gluggvasselv er 26471 timegrader ($h^{\circ}C$). Fra figur 3.2.2-1 i Hb N200 så vil frostdybden være 3,25 meter.

Middeltemperaturen er $3,77^{\circ}C$, noe som er tilnærmet $4^{\circ}C$ og det brukes ikke noe korreksjonsfaktor.



5 Anleggsgjennomføring i akse 2

Før ny bru kan bygges må den gamle bura rives og trafikken legges om på en midlertidig interims bru. Dagens bru har en total lengde på 59,09 m og en spenninndeling på 18,78 + 19,95 + 18,80, se Figur 15.



Figur 15 Opprinnelig brutegning av dagens bru.

Før å kunne rive begge pilarene er det lagt opp til at det skal fylles ut i elva fra en side. Denne fyllingen blir da liggende ca. 39 m ut i elva. Etter at begge pilarer er revet vil fyllingen fungere som en transportåre ut til midtpilaren for ny bru. Avstand fra landkar til c/c midtpilar ny bru er 35 m.

Midtpilaren i akse 2 har et fundament med en bredde og lengde på 9 x 5 m. Det legges opp til at spunkassen skal gå ut 1 m på hver side, dvs. at total størrelse blir 11 x 7 m. Midtpilaren skal fundamenteres på 6 peler, se Figur 9. Pelene skal rammes fra fylling, slik at topp fylling må ligge i en høyde der man kan ramme peler uten at disse kolliderer i toppen, inkludert toleranse for pelene. Pelene definerer også hvor dypt spunten kan gå. Dette gir følgende dimensjoner og rekkefølge på utførelsen:

1. Topp fylling i elv skal gå opp til kote 43, elvebunn er i ca. kote 42, dvs. 1 m fylling.
2. Rammer pelene på en side (for eks. pel 1, 2 og 3), disse kuttes i nivå med topp fylling, eller lavere. Peleåpningen dekkes midlertidig frem til utstøping for å hindre at stein fra fyllingen o.l. ramler ned i pelene. Pelene på motsatt side (pel 4, 5 og 6) rammes.
3. Etter at pelene er rammet må det inn med rigg for å ramme/vibrere ned spunten. Rikken må kunne komme til på alle sider rundt spunten. Dvs. fyllingen bør gå 5 m ut på alle 4 sider av spunkassen, hvis man skal unngå å stå direkte over pelene.
4. U.k. brufundament i akse 2 skal ligge i kote 39,75. Fundamentet har en høyde på 1m, dvs. at det kommer opp til kote 40,75.
5. Spunten skal etableres med et stivernivå. Dette må etableres over kote 41, for å unngå å komme i konflikt med forskaling og armering av fundamentet. Her er stivernivået lagt med underkant i kote 42.
6. Trenger avrettingsstøp under fundament, som også skal fungere som en avstivning av spunkassen, og dimensjoneres for opp–pressing av utgravd bunn. Det er valgt en tykkelse 0,3 m.
7. Pelene inne i spuntgropen kan fungere som strekk–stag for bunnplaten.
8. Bunn gravedybde inne i spunt er lagt til kote 39,4.
9. Pelene kan kappes under utgraving, prosjektert kappnivå er 5 cm over u.k. fundament, dvs. i kote 39,8.
10. Maksimal dybde på spunkassen under elvebunn er gitt av det nivået der spunten treffer pelene. Dette er 4,5 m under u.k. fundament, dvs. i kote 35,26. For å ha et

sikkerhetsnivå er det lagt opp til at spunten skal rammes ned til kote 35,76, som gir 0,5 m klaring i forhold til å treffe pelene.

Total spuntdimensjoner er da, 11 m x 7 m x 7,24 m. Utgravingdybde inne i spunkassen er 3,6 m.

Fyllingen på 1 m ut i elva er ikke dimensjonert for å håndtere en flom-situasjon uansett gjentakintervall. Dette kan føre til stopp i arbeidet under bygging og at spunkassen i perioder er full av vann.

6 Midlertidig spunt

Spunten er en midlertidig konstruksjon for å sikre en tørr byggegrop ved etablering av fundamentet. Spunten er plassert i geoteknisk kategori 2 og i konsekvens og pålitelighetsklasse CC/RC 2 etter NS-EN 1997 og NS-EN 1990. Tilhørende krav til kontroll er prosjekteringskontrollklasse PKK 2 og utførelseskontrollklasse UKK 2.

For spunten benyttes det en partialfaktor for lastvirkning $\gamma_Q = 1,35$ etter NS-EN 1997.

Spuntens skal rammes/vibreres fra fyllingstopp i kote 43. Fyllingen er ikke dimensjonert for flom i elva, så det er sannsynlig at spunkassen i perioder under bygging er full av vann. I underkant kote 42 skal det etableres stivere, og etter at gropa er gravd ut skal det etableres en avrettingsstøp i bunnen av gropa for å sikre et jevnt underlag for forskaling for fundamentet. I avrettingsstøpen kan det etableres en pumpesump for å unngå vanntrykk under avrettingsstøpen. Avrettingsstøpen må armers og skal også fungere som en avstivning i bunnen av spunten. Pelene kan fungere som strekk-stag for å holde bunnplata på plass.

Ved høy vannføring i elva kan byggegropa graves ut vannfylt og bunnplata støpes hel som en undervannsstøp.

Beregningene av spunt og fylling i elva er utført med Plaxis 2D. Det er regnet på et lengdesnitt der spuntveggen blir 11 m.

I Plaxis modellen er alle jordlag modellert som drenert, med jordmodellen Mohr-Coloumb. Parametere for jordlagene er gitt i Tabell 3.

Tabell 3 Materialparametere brukt i Plaxis modell

Material	Tyngdetetthet (kN)m ³	Stivhet (E _{ref}) kN/m ²	Friksjonsvinkel	Cohesjon	R _{inter}
Fylling	19	30 000	40	5	0,65
Siltig sand	19	20 000	32	3	0,65

Spunten er modellert som en elastisk plate. Det er sett på ulike spunttyper, se Figur 16.

AZ14-700,AZ 14-700 ,AZ 19-700 ,AZ 26 ,AZ26-700, AZ 26-700,sheet piling

Section	Dimensions				Mass		Moduls of Section	Moment of inertia
	Width	Height	Thickness		Per pile	Wall		
	b	h	t	s				
	mm	mm	mm	mm	kg/m	kg/m ²	cm ³ /m	cm ⁴ /m
AZ 14-700	700	316	10.5	10.5	80.3	114.7	1405	22190
AZ 19-700	700	420	9.5	9.5	80	114	1870	39380
AZ 26-700	700	460	12.2	12.2	102.9	147	2600	59720
AZ 26	630	427	13	12.2	97.8	155	2600	55510

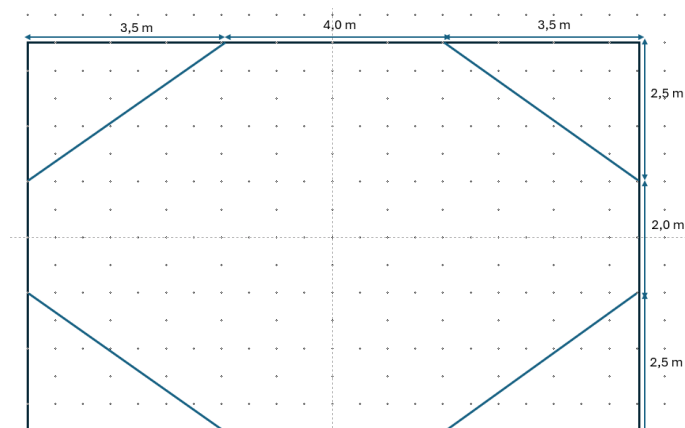
Figur 16 tabell hentet fra [sheet piling\(AZ14-700,AZ 14-700 ,AZ 19-700 ,AZ 26 ,AZ26-700, AZ 26-700\)](#)

I akse 3 Svenningelvv bru, som er bygget like ved Gluggvasselva ble det benyttet en midlertidig spunt av typen Az 26-700, med puter/stivere med dimensjon HE400B. Ettersom den spunkassen var noe større enn vår (dimensjoner der var lbh= 13,8 m x 10,6 m x 4m) har vi valgt en litt mykere spunt, av typen Az 14-700, se Figur 16. Egenskaper til spunten brukt i Plaxis er gitt i Tabell 4.

Tabell 4 Egenskaper for spunt

Parameter	Verdi	Enhet	Kommentar
Elastisitetsmodul, E	210	GPa	Stål, S355
Areal	0,0146	m ² /m	A=m/rho_s = 114,7 kg/m ² /7850 kg/m ³
Aksialstivhet, EA	3,1 · 10 ⁶	kN/m	
Bøystivhet, EI	46,56 · 10 ³	kNm ² /m	
Poisson's ratio, v	0,3	–	Stål
Egenvekt spunt	1,13	kN/m/m	Basert på tverrsnittsareal og stålvekt

Innvendig avstivning i en spunkasse er gitt som et rammekonstruksjon langs spuntveggene kombinert med hjørnestivere (knekter). En skisse med 3,5 m knekter i hvert hjørne og et fritt spenn på langveggen på 4 m, og 2,5 m knekter og et fritt spenn på 2 m på kortveggen er vist i Figur 17.



Figur 17 Innvendig avstivning av spunkassen.

I Plaxis modelleres dette som en 2D modell med ankere med en gitt avstand mellom hvert anker. Egenskaper til anker, brukt i Plaxis er gitt i Tabell 5.

Tabell 5 Egenskaper for innvendig avstivning

Parameter	Verdi	Enhet	Kommentar
Elastisitetsmodul, E	210	GPa	Stål, S355
Aksialstivhet, EA	$1,5 \cdot 10^6$	kN/m	
Avstand mellom stag, L	4	m	Lengste avstand mellom stiverne

Bunnplaten er modellert som en armert betongplate med en tykkelse på 30 cm, egenskaper er gitt i Tabell 6.

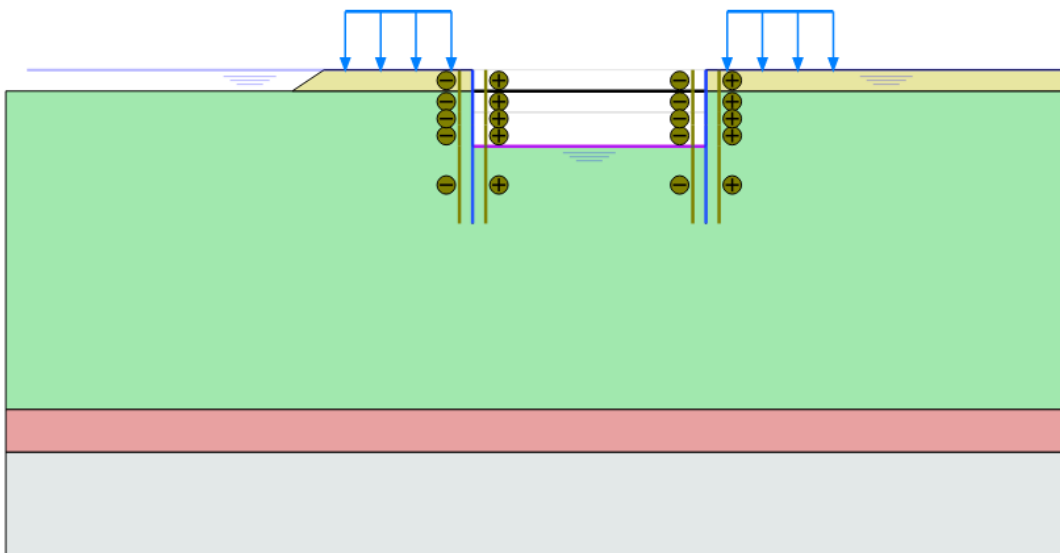
Tabell 6 Egenskaper for bunnplate

Parameter	Verdi	Enhet	Kommentar
Elastisitetsmodul, E	30	GPa	Armert betong (C30/37-betong)
Tykkelse plate, d	0,3	m	Armert betong
Aksialstivhet, EA	$9,0 \cdot 10^6$	kN/m	$30 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,3 \text{ m}$
Bøyningsstivhet, EI	67 500	kNm ² /m	$E \cdot (d^3/12)$
Vekt, w	7,5	kN/m ²	$25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,3 \text{ m}$

Beregningen gjennomføres som en stegvis prosess i 8 faser

- Fase 0: Etablering av jordmodell opp til elvebunn, på kote 42, vannstand i kote 43.
Fase 1: Fylling ut i elva, opp til kote 43.
Fase 2: Etablering av spunt og en linjelast på 25 kPa og en bredde på 5m, på hver side av spunten.
Fase 3: Grave ned til elvebunn i kote 42, senker vannstand inne i gropen til kote 42.
Fase 4: Etablerer en innvendig forankring i kote 42.
Fase 5: Grave ned til elvebunn i kote 41.
Fase 6: Grave ned til kote 39,4.
Fase 7: Støpe bunnplate.
Fase 8: Kjøre modellen til brudd, og beregne sikkerhetsfaktor.

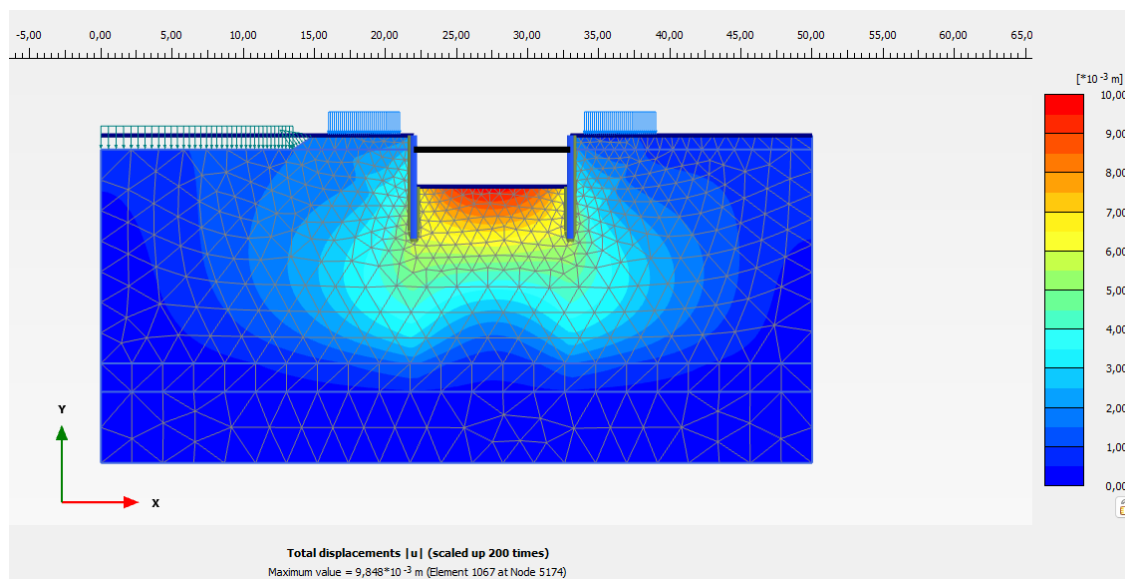
I tillegg er det kjørt to faser der vi sjekker sikkerhetsfaktor i et tilfelle med anleggslast på bare en side. Modellen i Fase 6 er vist i Figur 18.



Figur 18 Plaxis modell.

6.1 Bunnoppressing

Spunkasser i elver må sjekkes for bunnoppressing slik at bunnplaten dimensjoneres for dette. Figur 19 viser at beregnet maksimal bunnoppressing midt under bunnplaten er ca. 10 mm.



Figur 19 Maksimale deformasjoner under bunnplate i spuntgropen.

Maks krefter i bunnplaten er gitt som

- Maks aksialkraft, $N_{Ed} = 4,0$ kN/m (SLS) og $5,4$ kN/m i ULS
- Maks skjærkraft, $V_{Ed} = 14,0$ kN/m (SLS) og $18,9$ kN/m i ULS
- Maks bøyemoment, $M_{Ed} = 13$ kN m/m (SLS) og $17,55$ kNm/m i ULS.

En oppsummering av bunnplaten er gitt i Tabell 7.

Tabell 7 Oppsummering bunnplate

Kraft-type	ULS Last	Estimert Kapasitet (R_d)	Utnyttelse
Bøyemoment	17,6 kNm/m	(v/ min. arm.)	25 %
Skjærkraft	18,9 kN/m	(ren betong)	16 %
Aksialkraft	5,4 kN/m		< 1 %

Beregningen indikerer at en minimumsarmering med $\varnothing 12$ c/c 200 i begge retninger både oppe og nede vil være mer enn tilstrekkelig. Platen må støpes direkte mot spuntveggen for å sikre full kontakt.

Pelene kan fungere som strekk-stag for å holde bunnplata på plass. Det er 6 stk. peler med diameter Ø700 mm. Med en antatt vannstand i elva i kote 43 og uk. bunnplate i kote 39,4 etableres det et vanntrykk under plata på 3,6 m $\approx 36 \text{ kN/m}^2$. Areal bunnplate er 11 m x 7 m = 77 m², som gir en total oppdriftskraft på 2772 kN. Egenvekt til plata er 577 kN, slik at netto oppdrift er ca. 2200 kN. Fordelt på 6 peler blir det ca. 367 kN pr. pel.

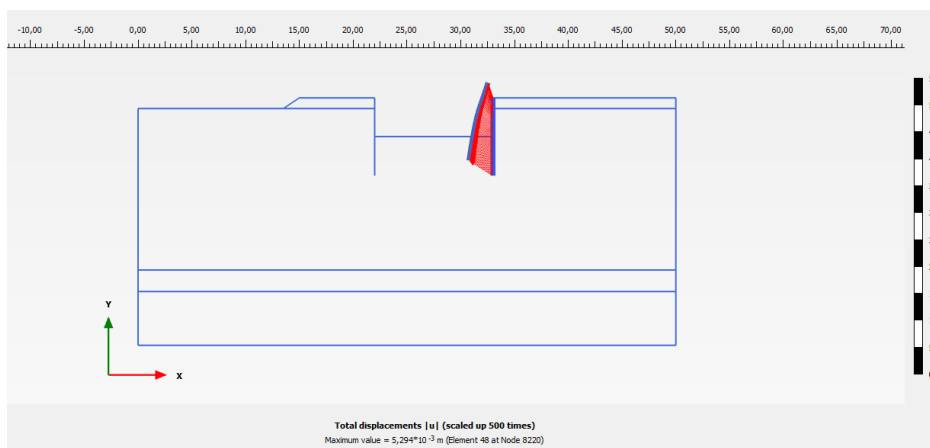
Hvis vi antar en pelelengde på 10 m pr. pel og en heftflate på 2,2 m pr. meter pel trengs en nødvendig mobilisert friksjon mellom pel og jord på

$$f_s = \frac{367 \text{ kN}}{2,2 \text{ m} \cdot 10 \text{ m}} = 16,7 \text{ kN/m}^2$$

Peleberegningene viser at pelene har god kapasitet for å ta disse kreftene. Pelene er ikke lagt inn i Plaxis modellen.

6.2 Krefter og deformasjoner av spunten

Figur 20 viser maksimale deformasjoner i spunten.



Figur 20 maksimale deformasjoner i spunten.

En maksimal horisontal forskyvning av spuntveggen på ca. 5,3 mm i driftsfasen (full utgraving og etablert bunnplate) viser at valgt avstivningssystem med horisontal ramme i kote 42 og avrettingslag/bunnplate i kote 39,4 gir en stiv konstruksjon med minimale bevegelser.

De største kreftene i spunten kommer i siste fase etter at bunnplata er støpt. Maksimale krefter og bøyemoment i spunten er gitt i Tabell 8.

Tabell 8 Maksimale krefter i spunten i bruks- og bruddgrensetilstand.

Bøyemoment (M_{Ed})	71 kNm/m i SLS	95,5 kNm/m i ULS
Aksialkraft (N_{Ed})	42 kN/m i SLS	56,7 kN/m i ULS
Skjærkraft (V_{Ed})	61 kN/m i SLS	82,4 kN/m i ULS

Utnyttelse av spunten med en materialfaktor γ_M lik 1,0 er gitt som:

- Momentkapasitet $M_{Rd} = W_{Rd} * f_y = 1405 \text{ cm}^3/\text{m} * 355 \text{ MPa} = \mathbf{498,8 \text{ kNm/m}}$
- Aksialkapasitet $N_{Rd} = A * f_y = 155 \text{ cm}^2/\text{m} * 355 \text{ MPa} = \mathbf{5502,5 \text{ kN/m}}$
- Skjærkapasitet $V_{Rd} = A_v * f_y / \sqrt{3} = 104 \text{ cm}^2 * 355 \text{ MPa} / 1,732 = \mathbf{2131 \text{ kN/m}}$

Total utnyttelse er på ca. 20 %, som tilsvarer en sikkerhetsfaktor mot brudd i stålet på ca. 5,0.

Maksimalde deformasjoner i spunten er gitt som $u_x = 5,0 \text{ mm}$ og $u_y = 2,9 \text{ mm}$.

6.3 Krefter i stivere og puter

Beregningene viser at de største kreftene i ankeret i Plaxis modellen kommer etter at bunnplaten er ferdig støpt ut. Da er trykk-kraften i ankeret på 274 kN/m i SLS. Med en avstand på 4 m mellom ankrene blir maksimal kraft pr. stiverpunkt = $274 \text{ kN} * 4 \text{ m} = 1096 \text{ kN}$ i SLS og 1480 kN i ULS.

Innvendig avstivning er her gitt som en ramme langs spunten (puter) og hjørnestivere (stag). Her er det tenkt å benytte HEB 300 stål til begge deler, ettersom dette kan gi en enklere sveising. På langveggen anbefales en dobbel profil. På kortveggen er spennen mellom stivene bare 2 m så det er tilstrekkelig med en enkel HEB 300. En dobbel ramme kan velges dersom dette gir en enklere utførelse.

Som hjørnestivere (diagonalene) kan det benyttes enkle HEB 300, disse skal sveises inn mot den innerste av de to HEB-bjelkene i rammen. De to bjelkene sveises/boltes utenpå hverandre, slik at de begge blir liggende i samme kote 42.

En HEB 300 i S355-stål har en trykk-kapasitet (uten knekking) på 5289 kN, Egenskaper for stivere er gitt i Tabell 9.

Tabell 9 Egenskaper for stivere

Maks trykk i stivere SLS	F_{rep}	1096	kN
Maks trykk i stivere ULS	F_{ed}	1480	kN
HEB 300, tverrsnittsareal	A	0,0149	m ²
Flytegrense	f_y	355	MPa
Materialfaktor	γ_{M0}	1,0	
HEB 300 trykk-kapasitet	$N_{Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$	5289	kN

En kapasitetskontroll av stålet gir følgende

- Hjørnestivere, aksial trykk, 1 x HEB 300, kapasitet ca. 5289 kN, utnyttelse 28 %
- Ramme (puter), bøyemoment, 2 x HEB 300, kapasitet ca. 1400 kNm, utnyttelse 49 %

Kapasiteten for hjørnestivere er konservativt anslått med tanke på den korte knekk lengden på 4,3 m. Momentkapasiteten for dobbel HEB 300 er basert på et fritt spenn på 4,0 m og 1,35 lastfaktor.

Det er også sett på et tilfelle med bare last på en side av spunkassen, dvs. en skjevbelastning. Dette gir en økning av last i anker på ca. 2 %, dvs. OK.

Dimensjonering av sveis er ikke gjennomført her.

6.4 Oppsummert spunt

Det er utført geotekniske analyser i Plaxis 2D for å verifisere stabilitet og deformasjoner for en avstivet spunkasse ved etablering av midtpilar i elv. Byggegroppen graves ut til kote 39,4 med vannstand på utsiden i kote 43,0. Løsmassene rundt spuntten vil være 1,0 m med fylling over siltig sand. Det er benyttet en Mohr-Coulomb jordmodell med drenerte parametere. Vannstrømning under spuntfoten er hensyntatt, og bunnplaten er dimensjonert for å ta dette trykket. Alternativt kan det benyttes trykkavlastning via pumpeump under bunnplaten, pelene kan også fungerer som strekk-stag.

Konstruksjonsdeler og dimensjonering (ULS)

Det er valgt en spuntvegg av typen AZ 14-700 i stålqualität S355, rammet til kote 35,76. Maksimal utnyttelsesgrad for bøyemoment er beregnet til ca. 19 %, som gir en robust løsning med store marginer mot stålbrudd. Innvendig avstivning etableres i kote 42 som en horisontal ramme av dobbel HEB 300 langs veggene, med diagonale hjørnestivere av enkel HEB 300. Dimensjonerende trykkraft i stiversystemet er beregnet til 1480 kN, med en maksimal utnyttelsesgrad på ca. 49 %. Bunnplaten er en 0,3 m tykk betongplate i kote 39,4 som også fungerer som et nedre avstivningsnivå. Platen kan kobles til 6 stk. Ø700 stålrørspeler for å motvirke oppdrift fra vanntrykket. Maksimal horisontal forskyvning av spuntveggen er beregnet til kun 5,3 mm, noe som bekrefter et svært stivt støttesystem. Sikkerhetsfaktoren mot global stabilitet er $> 2,0$.

Konklusjon

Den valgte konstruksjonen med AZ 14-spunt og innvendig HEB 300-ramme tilfredsstiller alle krav til styrke og stabilitet i henhold til gjeldende Eurokoder. Systemet gir tilstrekkelig arbeidsrom for fundamentering og peling i senter av byggegroppa.

7 Referanser

- [1] Standard Norge (2016), NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
- [2] Standard Norge (2020), NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020. Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler.
- [3] Statens vegvesen (2022), Vegbygging. Håndbok N200.
- [4] Statens vegvesen (2022), Bruprosjektering. Håndbok N400.
- [5] Standard Norge (2021), NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021. Eurocode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Almenne regler, seismiske laster og regler for bygninger..
- [6] Statens vegvesen (2022), Geoteknikk i vegbygging. Håndbok V220.
- [7] Direktoratet for byggkvalitet, «Byggteknisk forskrift (TEK17),» Direktoratet for byggkvalitet, 15 09 2017. [Internett]. Available: <https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/>. [Funnet 16 08 2019].
- [8] Kartverket, «Se havnivå,» Kartverket, 21 08 2019. [Internett]. Available: <https://www.kartverket.no/sehavniva/>.
- [9] Statens vegvesen (2016), Laboratorieundersøkelser. Håndbok R210.
- [10] Statens vegvesen (2014), Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger. Håndbok V221.
- [11] Statens vegvesen (2014), Geoteknisk opptegning. Håndbok V223.
- [12] Statens vegvesen (2015), Modellgrunnlag, krav til grunnlagsdata og modeller. Håndbok V770.
- [13] Statens vegvesen (2021), Feltundersøkelser. Håndbok R211.
- [14] NVE (2019), Sikkerhet mot kvikkleireskred. Veileder 1/2019.

- [15] Carl J. Frimann Clausen (1990), Beast. A Computer Program for Limit Equilibrium Analysis by the Method of Slices. Reporsrt 8302-2. Revision 4, 24. April 2003.
- [16] NIFS (2014), Naturfareprosjektet Dp.6 Kvikkleire. En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer. Rapport nr. 14/2014.
- [17] NGI (2008), Program for økt sikkerhet mot leirskred. Metode for kartlegging og klassifisering av faresoner, kvikkleire. Rapport nr. 20001008-2 Rev. 3.
- [18] NVE, «Oversiktskartlegging og klassifisering av faregrad, konsekvens og risiko for kvikkleireskred Rapport Nr.9/2020».

Rådatafiler og annen brukt informasjon finns lagret internt hos SVV på Bodø-prof:

||vegvesen.no|data|felles|PROF|Mosjøen|B12307K01|02_Fag|Geoteknikk|