

Prosjekteringsmetoder og effekt av seksjonsvis utgraving ved spuntoppstøtting

Modellering i 2D og 3D

Silje Mordal

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: desember 2015

Hovedveileder: Gudmund Reidar Eiksund, BAT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for bygg, anlegg og transport



| | | | |
|---|---------------------------------|---|-----------------|
| Oppgavens tittel: Prosjekteringsmetoder og effekt av seksjonsvis utgraving ved spuntoppstøtting | Dato: 19. desember 2015 | | |
| | Antall sider (inkl. bilag): 138 | | |
| | Masteroppgave | x | Prosjektoppgave |
| Navn: Silje Mordal | | | |
| Faglærer/veileder: Gudmund Eiksund (NTNU) | | | |
| Eventuelle eksterne faglige kontakter/veiledere: Sigbjørn Rønning og Joar Gloppestad (begge Multiconsult) | | | |

Ekstrakt:

I forbindelse med fortetting av bebyggelse, vil nybygg måtte plasseres nært eksisterende bygg. Da samfunnet forlanger at man også utnytter arealer under bakkeplan, vil dette skape et behov for dype utgravinger tett på eksisterende bygg. Disse utgravningene vil ikke være mulig å gjennomføre med naturlige graveskråninger, og må ofte utføres med oppstøtting av for eksempel spunt.

Dagens praksis for avstiving av spunt har sine ulemper. Innvendig avstiving vil komme i konflikt med konstruksjonen som skal etableres i byggegropa. Ved bruk av forankringsstag legger man ofte begrensninger på naboeiendom, samt at det ofte oppstår setninger på nabobygg i forbindelse med boring av stag. Dette fører til et behov for å se på nye løsninger for avstiving.

I forbindelse med denne oppgaven er det utført et litteraturstudie rundt prosjektering av spunt og dagens praksis. Hovedtemaet for oppgaven er en metode for utgraving av uavstivet spunt, hvor en gjenstående skalk på innsida av spuntlinja støtter spunt. I resten av byggegropa etableres et betongdekke. Man graver så ut seksjoner av skalken og støper et betongdekke mellom spuntlinja og det allerede etablerte dekket. Betongdekket vil da støtte opp spunt, og man vil kunne grave ut neste seksjon. Dette er en forholdsvis kompleks situasjon å dokumentere. Deformasjon av spunt ofte vil være dimensjonerende, det er derfor valgt å fokusere på hvordan dette kan beregnes og hva som påvirker størrelsen på deformasjonene.

Det er laget en 3D-modell i elementmetodeprogrammet Plaxis 3D, samt snitt i Plaxis 2D. Modellen ble brukt til å studere effekter rundt seksjonsvis utgraving. Det ble også utført beregninger for noen variasjoner av spunt, dimensjoner og jordparametre. Nøyaktigheten i 3D-modellen er lavere enn for 2D-snittene.

Beregningene viser at utbøyingen i topp spunt i første seksjon vil fortsette å øke når seksjonene ved siden av graves ut. Dette fører til at metoder for beregning av utbøyning for en seksjon ikke er tilstrekkelig, man må kunne beregne total utbøyning. Variasjoner i beregningene viser at variasjon av jordparametre er det som gir størst utslag. Dette understreker viktigheten av gode jordparametre fra grunnundersøkelser.

Det er sett på alternativer for prosjektering av seksjonsvis utgraving uten å lage en 3D-modell, men dette har vist seg å være vanskelig, da det er vanskelig å beregne total utbøyning uten en slik modell.

Stikkord:

| |
|--------------------------|
| 1. Spunt |
| 2. Støttekonstruksjoner |
| 3. Seksjonsvis utgraving |
| 4. 3D-modellering |

(sign.)

MASTEROPPGAVE

(TBA4900 Geoteknikk)

Høsten 2015
for
Silje Mordal

Prosjekteringsmetoder og effekt av seksjonsvis graving ved spuntoppstøtting

BAKGRUNN

Dypere byggegrøper må ofte utføres ved oppstøtting med spunt. Ønsket gravedybde og grunnforholdene avgjør om spunten kan utføres som en uavstivet utkraget konstruksjon eller om det må benyttes avstivning i form av stag, stivere eller andre konstruksjonselementer.

På grunn av naboforholdene vil det i mange tilfeller ikke være praktisk mulig med stagforankringer bakover. På den andre side vil innvendige avstivninger medføre vanskeligere og trangere arbeidsforhold i byggegroppen.

OPPGAVE

Beskrivelse av oppgaven

Seksjonsvis utførelse av graving og etablering av støttende indre konstruksjons- eller fundamentplate kan være et alternativ til stagforankring eller innvending avstivning. Gjenværende jord mot spunt gir da tilstrekkelig støtte i en midlertidig seksjons-fase før støtteelementene er etablert. Dette vil være en forholdsvis kompleks situasjon å dokumentere. Stabilitet/deformasjoner er avhengig av overføring av det aktive jordtrykket bak den utgravde delen av spunten og ut mot jordskalkene som støtter via mobiliseringa av passivt jordtrykk.

Dette er en 3D-situasjon der suksessfaktoren er små deformasjoner via tilstrekkelig små seksjoner med graving og støtte. Avhengig av prosjekttype kan 3D-modellering ofte være et for tidkrevende og omfattende verktøy i prosjekteringen.

Målsetting og hensikt

Formålet med denne oppgaven er å utføre litteraturstudie og FEM-studie på muligheter for dimensjonering av spunt, pute og nødvendig utbredelse av støttende jordskalker i slike tilfeller. Om mulig bør oppgaven søke korrelasjoner mellom resultater fra de omfattende prosjekteringsverktøyene som intuitivt er aktuelle for slike problemstillinger, til forenklinger opp mot de enklere prosjekteringsverktøyene tilgjengelig i prosjekteringshverdagen.

Deloppgaver og forskningsspørsmål

1. Utføre litteraturstudie vedrørende forskning, praksis og feltregistreringer rundt problemstillingen.
2. Med basis i litteraturstudien, sammenligne en «case» med 3D FEM-formulering (fortrinnsvis PLAXIS) mot minst en forenklet 2D modell av problemstillingen. (Fast geometri og grunnforhold oppgis av Multiconsult.)
3. Utføre relevante sensitivitetsstudier med basis i både 3D FEM og enklere modell
4. Vurdere egnethet og robusthet av forenklet modell/modeller. Finnes det faktorer for å ta inn nødvendige 3D-effekter i 2D-sjekkene?
5. Rapportere resultater, konklusjoner og forslag til videre studier.

Omfang og innhold må avklares i et oppstartsmøte og tilpasses undervegs.

Oppstart og innleveringsfrist:

Oppstart og innleveringsfrist er i henhold til informasjon i DAIM.

Faglærer ved instituttet: Gudmund Eiksund

Veileder/kontaktperson hos ekstern samarbeidspartner: Joar Gloppstad & Sigbjørn Rønning

Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU

Dato: revidert: 09.12.2015

Underskrift



Faglærer

FORORD

Denne oppgaven er utarbeidet i et samarbeid mellom faggruppen Geoteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) og Multiconsult ASA. Multiconsult har utformet oppgaven, og veiledning har blitt utført i samarbeid. Oppgaven baserer seg på å modellere og se nærmere på en løsning som Multiconsult tidligere har prosjektert, og om mulig optimalisere denne.

Opgaven utgjør emnet TBA4900 og teller 30 studiepoeng. Oppgaven er skrevet ved institutt for bygg, anlegg og transport under fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi. Oppgaven er skrevet over en periode på 20 uker i løpet av høstsemesteret 2015 og representerer et fullført femårig masterprogram innen Bygg- og miljøteknikk, med hovedprofil Geoteknikk.

Jeg vil benytte anledningen til å takke gutta mine, Aleksander og Magnus, for tålmodighet, hjelp til å sortere tanker underveis og til slutt gjennomlesing.

Samtidig vil jeg takke veilederne mine, Gudmund Eiksund (NTNU), Joar Spencer Gloppestad (Multiconsult) og Sigbjørn Rønning (Multiconsult), samt andre kollegaer ved Multiconsults seksjon for geoteknikk i Trondheim, for gode råd og hjelp med vanskelige spørsmål. Og en spesiell takk til Ida Elise Overgård som prioriterte tid til å lese igjennom oppgava mi midt i julestria.

SAMMENDRAG

I forbindelse med fortetting av bebyggelse, vil nybygg måtte plasseres nært eksisterende bygg. Da samfunnet forlanger at man også utnytter arealer under bakkeplan, vil dette skape et behov for dype utgravinger tett på eksisterende bygg. Disse utgravingene vil ikke være mulig å gjennomføre med naturlige graveskråninger, og må ofte utføres med oppstøtting av for eksempel spunt.

Dagens praksis for avstiving av spunt har sine ulemper. Innvendig avstiving vil komme i konflikt med konstruksjonen som skal etableres i byggegropa. Ved bruk av forankringsstag legger man ofte begrensninger på naboeiendom, samt at det ofte oppstår setninger på nabobygg i forbindelse med boring av stag. Dette fører til et behov for å se på nye løsninger for avstiving.

I forbindelse med denne oppgaven er det utført et litteraturstudie rundt prosjektering av spunt og dagens praksis.

Hovedtemaet for oppgaven er en metode for utgraving av uavstivet spunt, hvor en gjenstående skalk på innsida av spuntlinja støtter spunt. I resten av byggegropa etableres et betongdekke. Man graver så ut seksjoner av skalken og støper et betongdekke mellom spuntlinja og det allerede etablerte dekket. Betongdekket vil da støtte opp spunt, og man vil kunne grave ut neste seksjon. Dette er en forholdsvis kompleks situasjon å dokumentere. Deformasjon av spunt ofte vil være dimensjonerende, det er derfor valgt å fokusere på hvordan dette kan beregnes og hva som påvirker størrelsen på deformasjonene.

Det er laget en 3D-modell i elementmetodeprogrammet Plaxis 3D, samt snitt i Plaxis 2D. Modellen ble brukt til å studere effekter rundt seksjonsvis utgraving. Det ble også utført beregninger for noen variasjoner av spunt, dimensjoner og jordparametre. Nøyaktigheten i 3D-modellen er lavere enn for 2D-snittene.

Beregningene viser at utbøyningen i topp spunt i første seksjon vil fortsette å øke når seksjonene ved siden av graves ut. Dette fører til at metoder for beregning av utbøyning for en seksjon ikke er tilstrekkelig, man må kunne beregne total utbøyning. Variasjoner i beregningene viser at variasjon av jordparametre er det som gir størst utslag. Dette understreker viktigheten av gode jordparametre fra grunnundersøkelser.

Det er sett på alternativer for prosjektering av seksjonsvis utgraving uten å lage en 3D-modell, men dette har vist seg å være vanskelig, da det er vanskelig å beregne total utbøyning uten en slik modell.

ABSTRACT

Modern urban policies require to a bigger and bigger extent to build new structures closer and closer to existing buildings. This also comes with the need to utilize in a smarter way the areas below ground surface. There will therefore be a greater need for deep excavations in urban areas. These excavations are not possible to achieve with natural slopes and retaining structures such as sheet pile walls as often used for this purpose.

Today's most common methods for fixation of sheet pile walls have some disadvantages. Walls with inner fixation will be in conflict with the structures that are to be built. The use of anchors is limited by the existing structures surrounding the excavation, and will put limitations on successive excavations in its proximity. Problems with settlements on surrounding buildings are common when using anchors. This makes a strong case for new and better fixation methods.

The main subject of this thesis is a method for excavation of unsupported sheet pile walls. The method consists in excavating the central part of the pit first, leaving behind a certain amount of soil volume along the sheet pile wall. A concrete-plate is meanwhile established where the soil has been removed. Thereafter, the remaining soil is removed in sections, and a new concrete plate built between the existing one and the wall. The concrete plate will then support the wall, and make it possible to excavate the next section. Calculations required to document this process are quite complicated.

Deformations are often the most critical design parameter. The focus of this work is on how to calculate deformations and what parameters influence deformations the most.

A 3D-model is constructed in the finite element method (FEM) program Plaxis 3D, and equivalent cross sections modelled in Plaxis 2D. The model is used to study effects regarding sectionwise excavation. The results of calculations carried out with different properties of the sheet pile wall and soil parameters are compared. The accuracy of the 3D-model is not as good as that of the 2D-model.

Calculations show that deformations at the top of the wall will continue to increase when neighboring sections are excavated. This means that deformations calculated for only one section are not enough, and the total deformations should be calculated instead.

Calculations show that soil parameters are the most important factors. This stresses the importance of getting precise geotechnical parameters from soil investigations.

It is challenging to calculate total deformation without a 3D-model. Attempts at trying to do this with equivalent 2D models have proven to be impractical.

INNHold

| | |
|---|-------|
| Forord | V |
| Sammendrag | VII |
| Abstract..... | IX |
| Figurliste..... | XV |
| Tabelliste..... | XIX |
| Forkortelser..... | XXI |
| Symbolliste..... | XXIII |
| 1 Innledning | 1 |
| 1.1 Problemstilling | 2 |
| 1.2 Oppgavens oppbygning | 2 |
| DEL 1 | 3 |
| 2 Spuntkonstruksjoner | 5 |
| 2.1 Introduksjon..... | 5 |
| 2.2 Innvendig avstiving og stag..... | 7 |
| 2.2.1 Innvendig avstiving..... | 7 |
| 2.2.2 Forankringsstag..... | 7 |
| 2.3 Uavstivet spunt | 9 |
| 2.3.1 Uavstivet spunt og seksjonsvis utgraving..... | 9 |
| 2.4 Regelverk | 11 |
| 2.5 Prosjektering | 13 |
| 2.5.1 Jordtrykk | 14 |
| 2.5.2 Bruddgrense..... | 14 |
| 2.5.3 Bruksgrense | 20 |

| | | |
|-------|--|----|
| 2.5.4 | Metode for prosjektering | 21 |
| 2.5.5 | Utførelse | 22 |
| 2.5.6 | Beregningsmessige utfordringer | 22 |
| 3 | Spuntberegninger - Teori | 23 |
| 3.1 | Jordtrykk | 23 |
| 3.2 | Håndberegninger | 26 |
| 3.3 | Samvirkeberegninger | 27 |
| 3.4 | Beregningsprogrammer | 28 |
| 3.4.1 | Program baser på bjelke på ikke lineære fjærer | 28 |
| 3.4.2 | FEM-program | 30 |
| DEL 2 | | 39 |
| 4 | Intro Case-oppgave | 41 |
| 5 | Beregningsmodell | 43 |
| 5.1 | Geometri | 43 |
| 5.2 | Randbetingelser | 46 |
| 5.3 | Inndeling i elementer | 47 |
| 5.4 | Grunnvann | 48 |
| 5.5 | Jordmodell | 48 |
| 5.6 | Grensesnitt-elementer | 50 |
| 5.7 | Spunt | 52 |
| 5.7.1 | Stivhet om andreaksen | 55 |
| 5.7.2 | Stivhet om førsteaksen | 56 |
| 5.7.3 | Torsjonsstivhet | 56 |
| 5.8 | Pute | 58 |
| 5.9 | Tolkning av resultater - mellomregning | 59 |
| 6 | Beregninger - input | 61 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 6.1 | Jordmateriale | 61 |
| 6.2 | Konstruksjonselementer..... | 63 |
| 6.2.1 | Spunt..... | 63 |
| 6.2.2 | Pute | 64 |
| 6.3 | Dekke | 64 |
| 6.4 | Faser i beregningen | 65 |
| 6.4.1 | Faser for 2D-modell..... | 65 |
| 6.4.2 | Faser for 3D-modell..... | 67 |
| 7 | Resultater..... | 71 |
| 7.1 | Verifisering av modell..... | 71 |
| 7.2 | 3D-beregninger | 74 |
| 7.2.1 | Variasjoner av basismodell | 74 |
| 7.2.2 | Utbøying topp spunt | 74 |
| 7.2.3 | Krefter i pute..... | 77 |
| 7.2.4 | Variasjon av spunttype | 86 |
| 7.2.5 | Redusert skalkstørrelse | 89 |
| 7.2.6 | Variasjon i jordparametre..... | 91 |
| 7.3 | 2D beregninger..... | 93 |
| 8 | Diskusjon av resultater | 95 |
| 8.1 | Verifisering | 95 |
| 8.2 | Utbøying topp spunt..... | 96 |
| 8.3 | Beregnete lastfordelinger for pute..... | 97 |
| 8.4 | Variasjoner | 99 |
| 8.5 | 2D-beregninger | 99 |
| 8.6 | Svakheter ved modellen | 100 |
| 8.7 | Svakheter ved 3D-modellering..... | 102 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 8.8 | Hvordan ta høyde for 3D effekter i 2D modeller? | 103 |
| 8.8.1 | Fast innspent bjelke | 103 |
| 8.8.2 | Metode basert på akseptabel utbøyning | 103 |
| 9 | Konklusjon..... | 109 |
| 10 | Videre arbeid | 111 |
| | Referanser..... | 113 |

FIGURLISTE

| | |
|---|----|
| Figur 1-1 - Skisse som viser spunt med en utgravd seksjon | 1 |
| Figur 2-1 - Ulike anvendelser av spunt (Vegvesen, 2014) | 5 |
| Figur 2-2 - Skisse som viser sentrisk utgraving | 9 |
| Figur 2-3 - Skissert forløp for seksjonsvis utgraving: 1: Sentrisk utgraving med sentrisk dekke, 2: Utgravd seksjon, 3: Betongdekke mellom spunt og sentrisk dekke etablert | 10 |
| Figur 2-4 - Bruddmekanismer for områdestabilitet for støttekonstruksjoner (Eurocode 7, 2008) | 15 |
| Figur 2-5 - Bruddmekanismer for rotasjonsbrudd for innspente konstruksjoner (Eurocode 7, 2008) | 16 |
| Figur 2-6 - Eksempel på bruddmekanisme for vertikalt brudd (Eurocode 7, 2008) | 17 |
| Figur 2-7 - Eksempler på bruddmekanismer for brudd i støttekonstruksjoner (Eurocode 7, 2008) | 18 |
| Figur 2-8 - Eksempler på bruddmekanismer for brudd som fører til uttrekking av forankringer (Eurocode 7, 2008) | 19 |
| Figur 3-1 - Klassiske jordtrykk som danner grunnlag for håndberegninger (Knudsen, Nerland, & Eggen, 2008) | 23 |
| Figur 3-2 - Sammenheng mellom jordtrykk og deformasjon (Vegvesen, 2014) | 25 |
| Figur 3-3 - Bjelkeelementer og fjærer fra spuntmodellering i GeoSuite (Novapoint, 2010) ... | 29 |
| Figur 3-4 - Illustrasjon av henholdsvis interface/plateelement og volumelement brukt i Plaxis 3D (Brinkgreve et al., 2013c) | 31 |
| Figur 3-5 - Jordelement fra Plaxis 2D med 15 noder (Brinkgreve et al., 2013c) | 31 |
| Figur 3-6 - Mohr-Coulomb flyteflate for $c=0$ (Brinkgreve et al., 2013b) | 33 |
| Figur 3-7 - Illustrasjon av flyteflate for hardening soil (Brinkgreve, Engin, & Swolfs, 2013b) .. | 34 |
| Figur 3-8 - Hyperbol som beskriver utvidelsen av kjegle i Hardening Soil jordmodell (Schanz, Vermeer, & Bonnier, 1999) | 35 |
| Figur 4-1 - Definisjon av begreper brukt i forbindelse med presentasjon av beregningsmodell og resultater | 41 |
| Figur 5-1 - Oversiktstegning som viser modellert del av byggegrop | 43 |
| Figur 5-2 – Basismodell | 44 |

| | |
|---|----|
| Figur 5-3 - 2D snitt av basismodellen | 45 |
| Figur 5-4 –Modellen med første seksjon utgravd | 46 |
| Figur 5-5 – Modellen inndelt i 70 000 elementer | 47 |
| Figur 5-6 - 2D-modellen inndelt i 4000 elementer | 48 |
| Figur 5-7 – Grenseflateelement med nodepar fra Plaxis 2D (Brinkgreve, Engin, & Swolfs, 2013c) | 50 |
| Figur 5-8 – Definisjon av akser, krefter og stivheter for plateelementer, etter Brinkgreve et al. (2013a) | 52 |
| Figur 5-9 – Definisjon av størrelser for Z-spunt | 54 |
| Figur 5-10 – Spunt med akser | 55 |
| Figur 5-11 – Korrugert sinusformet plate med definisjon av størrelser (Szilard & Wiley, 2004) | 57 |
| Figur 5-12 – Lokale akser og bøyemomenter for bjelkeelement hentet fra (Brinkgreve, Engin, & Swolfs, 2013a)..... | 58 |
| Figur 7-1 - Bøyemoment i spunt fra 2D- og 3D-modell | 71 |
| Figur 7-2 - Skjærkraft i spunten fra 2D- og 3D-modell | 72 |
| Figur 7-3 - Total forskyvning etter sentrisk utgraving beregnet for 2D snitt..... | 73 |
| Figur 7-4 - Total forskyvning etter sentrisk utgraving beregnet for 3D-modell | 73 |
| Figur 7-5 – Utbøyning i topp spunt for utgraving av 4 seksjoner | 75 |
| Figur 7-6 - Viser hvordan horisontal utbøyning topp spunt i symmetriplanet øker ettersom flere seksjoner graves ut..... | 76 |
| Figur 7-7 – Moment og skjærkraft i pute, samt beregnet og tilpasset lastfordeling..... | 78 |
| Figur 7-8 – Beregnet og tilpasset lastfordeling i pute etter utgraving av 1.seksjon | 79 |
| Figur 7-9 - Utgraving og lastfordeling etter 1.seksjon | 80 |
| Figur 7-10 - Beregnet og tilpasset lastfordeling etter utgraving av 2.seksjon..... | 81 |
| Figur 7-11 - Utgraving og lastfordeling etter 2.seksjon..... | 82 |
| Figur 7-12 – Beregnet og tilpasset lastfordeling etter utgraving av 3.seksjon | 83 |
| Figur 7-13 – Skisse som viser utgraving og lastfordeling etter 3.seksjon..... | 84 |
| Figur 7-14 - Horisontal utbøyning topp spunt med variert spunttype..... | 86 |
| Figur 7-15 - Viser effekten av å øke/reducere motstandsmomentet i spunten | 87 |
| Figur 7-16 - Horisontalt moment for tre forskjellige typer spunt..... | 87 |
| Figur 7-17 – Moment og skjærkraft i pute ved redusert skalkstørrelse, 1.seksjon | 89 |

| | |
|---|-----|
| Figur 7-18 - Utbøying topp spunt etter 1.seksjon med redusert skalkstørrelse..... | 90 |
| Figur 7-19 - Utbøying topp spunt for sand og drenert leirig materiale | 91 |
| Figur 7-20 - Endring av jordmateriale påvirker moment og skjærkraft i puta | 92 |
| Figur 7-21 - Skisse som viser plassering av de to 2D-snittene | 93 |
| Figur 7-22 - Last-deformasjonskurve for økende putelast | 94 |
| Figur 7-23 - Last-deformasjonskurve for utgraving av seksjon..... | 94 |
| Figur 8-1 - Utvikling av utbøying ettersom flere seksjoner graves ut | 96 |
| Figur 8-2 - Beregnet og noe forenklet last mot pute | 97 |
| Figur 8-3 - Skisse som viser snitt gjennom topp graveskråning..... | 98 |
| Figur 8-4 - Utbøying topp spunt for beregningsmodell med et større jordvolum bak spunten | 100 |
| Figur 8-5 - Skisse som viser modellert (øverst) og reell (nederst) rekkefølge for utførelse. Tallene på seksjonene angir rekkefølgen for utgraving | 101 |
| Figur 8-6 – Flytskjema for mulig metode for prosjektering av seksjonsvis utgraving ved bruk av 2D-snitt..... | 104 |
| Figur 8-7 - 2D modell av skalk med påført putelast | 105 |
| Figur 8-8 - Last deformasjonskurve med illustrert eksempel på avlesning | 106 |
| Figur 8-9 - 2D modell av utgravd seksjon med putelast..... | 107 |
| Figur 8-10 - Last-deformasjonskurve for utgravd seksjon med eksempel på avlesing av utbøying | 107 |

TABELLISTE

| | |
|---|-----|
| Tabell 5-1 - Dimensjoner FEM-modell | 44 |
| Tabell 5-2 – Jordparametre for jordmodellen Hardening Soil | 49 |
| Tabell 5-3 – Inputparametere for plate i Plaxis 2D | 53 |
| Tabell 5-4 – Inputparametere for anisotrop plate i Plaxis 3D | 53 |
| Tabell 5-5 – Inputparametere for pute..... | 58 |
| Tabell 6-1 – Inputdata for sand | 61 |
| Tabell 6-2 – Inputdata for leire | 62 |
| Tabell 6-3 – Generelle egenskaper for stål | 63 |
| Tabell 6-4 – Inputverdier for spunt | 63 |
| Tabell 6-5 – Inputdata for pute HE300B | 64 |
| Tabell 6-6 – Inputdata for betongdekke | 64 |
| Tabell 7-1 - Oversikt over maks og min verdier for laster og tilpasset fordelt last | 85 |
| Tabell 7-2 - Oversikt over utbøying og moment etter utgraving av 1.seksjon | 88 |
| Tabell 7-3 - Oversikt over utbøying og laster for redusert skalkstørrelse | 90 |
| Tabell 8-1 – Sammenligning av resultater for verifisering av modell | 95 |
| Tabell 8-2 – Forholdstall for utbøying avhengig av antall utgravde seksjoner | 105 |
| Tabell 8-3 - Omregningsfaktorer for putelast i skalk og seksjon | 106 |

FORKORTELSER

FEM

Finite element method (elementmetoden)

HS

Hardening soil jordmodell

HSsmall

Hardening Soil small strain stiffness jordmodell

MC

Mohr-Coulomb

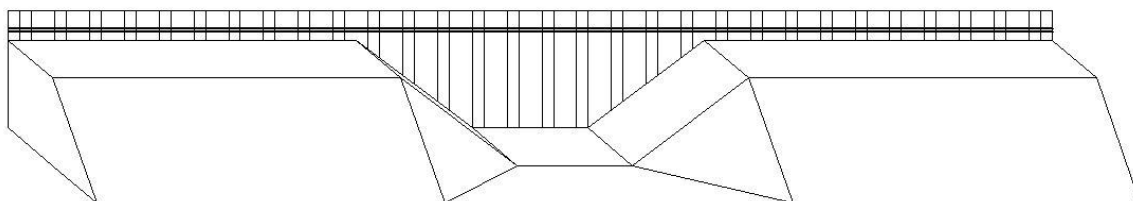
SYMBOLLISTE

| Symbol | Norsk | Engelsk |
|------------------|---|--|
| | | |
| a | Attraksjon | Attraction |
| A | Tverrsnittsareal | Cross-section area |
| c'_{ref} | Kohesjon | Cohesion |
| d | Ekvivalent tykkelse | Equivalent thickness |
| E | E-modul | Young's modulus |
| E_{50}^{ref} | Stivhetsmodul for primær pålasting | Young's modulus for virgin load |
| E_{oed}^{ref} | Ødometerstivhet | Oedometer modulus |
| E_{ur}^{ref} | Triaksstivhet for avlasting/pålasting | Young's modulus for unloading/loaing |
| I | Annet arealmoment | Second moment of area |
| K_0 | Hviletrykkskoeffisient | Coefficient of lateral earth pressure for initial stress state |
| K_A | Aktiv jordtrykkskoeffisient | Active soilpressure coefficient |
| K_P | Passiv jordtrykkskoeffisient | Passive soilpressure coefficient |
| m | SpenningsekspONENT | Stress-exponent |
| M | Moment | Moment |
| OCR | Overkonsolideringsforhold | Overconsolidation |
| p_A | Aktivt jordtrykk | Active earth pressure |
| p_P | Passivt jordtrykk | Passive earth pressure |
| r | Ruhetsforholdet | Roughness |
| R_{inter} | Styrkereduksjonsfaktor for grenseflate | Strength reduction factor for interface |
| V | Skjærkraft | Shear force |
| w | Motstandsmoment | Elastic section modulus |
| δ | Friksjonsvinkel for mobilisert friksjon | Friction angle of mobilised friction |
| ϕ' / ϕ_d | Friksjonsvinkel | Friction angle |
| ψ | Dilatansvinkel | Dilatancy angle |
| ν | Tverrkontraksjonstall | Poisson's ratio |
| τ | Skjærspenning | Shear stress |

1 INNLEDNING

I forbindelse med fortetting av bebyggelse, vil nybygg måtte plasseres nært eksisterende bebyggelse. Samfunnet forlanger at man også utnytter arealer under bakkeplan i tettbefolkede områder (Grande, 1998). Dette skaper et behov for dype utgravinger tett på eksisterende bebyggelse. Disse utgravingene vil ikke være mulig å gjennomføre med naturlige graveskråninger, og må ofte utføres med oppstøtting av for eksempel spunt.

Dagens praksis for avstiving av spuntene innebærer som regel innvendig avstiving eller stagforankringer (Oset, 2008). Begge disse metodene har sine ulemper. Hvis det er plass til å sette forankringsstag, vil disse legge begrensninger på naboeiendom. Det oppstår ofte problemer med setninger på nabobygg i forbindelse med boring av forankringsstag. Ved bruk av innvendig avstiving vil ofte komme i konflikt med konstruksjonen som skal etableres i byggegropa. Stagforankring er den mest brukte metoden i dag, til tross for at påvirkningen mot nærliggende bygninger blir en viktig problemstilling (Ou, Hsieh, & Chiou, 1993).



Figur 1-1 - Skisse som viser spunt med en utgravd seksjon

Formålet med denne oppgaven er å se nærmere på en løsning med utgangspunkt i en uavstivet spunt, hvor man utfører seksjonsvis utgraving og etablering av støttende indre konstruksjons- eller fundamentplate i utgravingsnivået. Ved denne utførelsen vil gjenværende jord på siden av utgravd seksjon gi tilstrekkelig støtte i midlertidig seksjonsfase, som vist Figur 1-1, før støtteelementene er etablert. Dette vil være en forholdsvis kompleks situasjon å dokumentere.

1.1 PROBLEMSTILLING

I forbindelse med prosjektering av spunt er det vanlig å utføre beregninger for ett eller flere snitt gjennom spuntveggen. Det er vanlig å plassere en bjelke (pute) like nedenfor spunttoppen for å stive av spunten. Ved seksjonsvis utgraving vil det overføres krefter langs spuntlinja via puta. Disse kreftene vil det være vanskelig å ta hensyn til dersom man kun utfører beregninger for valgte snitt. Man er derfor avhengig av å modellere problemstillingen i 3 dimensjoner eller å ta inn 3D-effekter i snittene.

1.2 OPPGAVENS OPPBYGNING

Oppgaven er delt i to deler.

Den første delen består av et litteraturstudie rundt regelverk og dagens praksis ved prosjektering av spunt som støttekonstruksjon. Litteraturstudiet beskriver uavstivet og avstivet spunt, samt fordeler og ulemper ved disse metodene. Videre beskrives regelverket for spuntprosjektering, og teorien rundt beregninger. Dette dekker beregning av jordtrykk og beregninger ved samvirkeprogram som er basert på elementmetoden og bjelke på ikke-lineære fjærer.

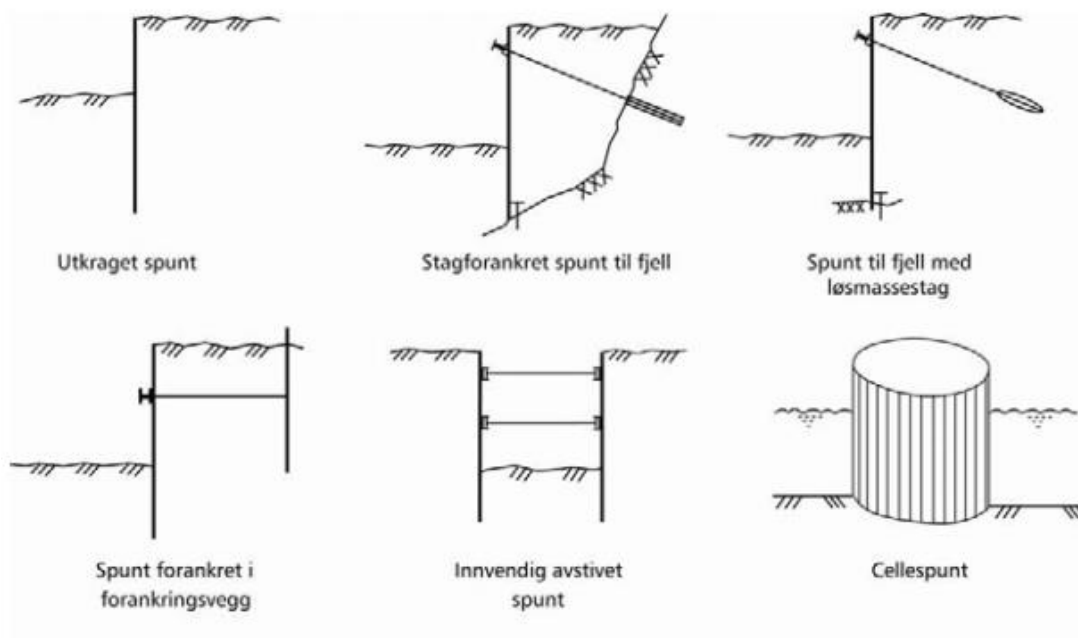
Del to av oppgaven er et «Case»-studie. Forholdene rundt oppbygning av beregningsmodeller i 2D og 3D for spunt beskrives, samt resultater av beregninger. Til slutt i resultatdelen diskuteres muligheten for å ta inn 3D-effekter i 2D beregninger.

DEL 1

Litteraturstudie

2 SPUNKONSTRUKSJONER

2.1 INTRODUKSJON



Figur 2-1 - Ulike anvendelser av spunt (Vegvesen, 2014)

I forbindelse med byggeprosjekter i urbane områder forlanger samfunnet at man også utnytter arealer under bakkeplan i tettbefolkede områder (Grande, 1998).

Dagens praksis for avstiving av spuntvegger rundt byggegrop er innvendig avstiving eller utvendige stagforankringer. For små byggegrop er som regel innvendig avstiving, mens man i større byggegrop ofte har stagforankringer. Store byggegrop med innvendig avstiving forekommer også, men er sjeldnere brukt her i landet. Disse må ofte deles inn i flere seksjoner og flere utførelsesfaser (Oset, 2008).

Grunnforhold og ønsket gravedybde er ofte avgjørende for hvordan spunten kan utføres. Noen løsninger er vist i Figur 2-1. Løsninger med innvendig avstiving er ofte ugunstig med tanke på konstruksjonen som skal etableres i byggegropa. Stagforankring har derfor vært mye brukt.

En utfordring med grunn- og fundamenteringsarbeider er at det oppstår ofte både uventede og uønskede skader på naboeiendommer og nærliggende infrastruktur i forbindelse med

grunn- og fundamenteringsarbeider. Boring av forankringsstag og/eller peler til berg er ofte en hovedårsak til at det oppstår uventede store setninger og påfølgende skader på nærliggende nabobygg og annen infrastruktur (Lande & Karlsrud, 2015). Forankringsstag vil også legge begrensninger for jorda utenfor spunten, noe som ofte vil ramme en tredjepart.

Dersom forholdene ligger til rette for det, kan man vurdere en løsning med en utkraget uavstivet spunt. Dette krever at man kan dokumentere god nok sikkerhet uten noen form for avstiving, noe som ikke vil være mulig for alle tilfeller.

Dessverre er det slik at man gjennom litteratur og prosjektbeskrivelser kan se mange former for uheldige følger av uforutsette forhold eller feil ved prosjektering og utførelse av spunt. Følgene av dette strekker seg fra håndterbare lekkasjer og små deformasjoner til fullstendig sammenbrudd av byggegroper (Oset, 2008).

Siden også den første fasen av en utgraving er viktig i forhold til å begrense deformasjoner, kan man minimalisere deformasjoner ved at det ikke graves dypere enn at det kan monteres avstiving på 1-1,5 m dybde. Avstivingen må monteres så snart som mulig etter utgraving (Knudsen et al., 2008).

Dersom man har fundamenter for eksisterende bebyggelse nært spuntlinja, vil man kunne oppleve setninger på disse fundamentene. Avstanden fra spunten til eksisterende fundamenter er av avgjørende betydning for størrelsen på setninger under fundamentene. Dette fordi man endrer spenningstilstanden i jorda under fundamentet. Dersom fundamentet fører store laster til grunnen, vil spenningene under fundamentet øke når spunten «skjærer av» spenningsspredningen. I noen tilfeller kan denne økningen være betydelig. Setningene vil da komme allerede før man har begynt å grave i særlig grad, og kan bli store selv ved små gravedybder. Dersom det er et alternativ å flytte spunten noen meter bort fra fundamentene vil setningene kunne reduseres drastisk (Eknes, 2008).

Forskning- og utviklingsprosjektet «BegrensSkade» avsluttes ved utgangen av 2015. Prosjektets formål har vært å begrense skader innen bygg og anlegg på grunn av grunnforhold og fundamenteringsarbeid. Sluttrapporten er dessverre ikke ferdig, den kan anbefales dersom man ønsker å lese mer om temaet.

2.2 INNVENDIG AVSTIVING OG STAG

2.2.1 Innvendig avstiving

Innvendig avstiving kan utføres på flere forskjellige måter, men felles for alle metoder er at spunten støttes opp med noe på gravesiden av spunten. Det kan for eksempel være at to spuntvegger støttes mot hverandre med konstruksjonselementer over byggegropa, eller at spunten får mothold mot vegger eller bunnplate av konstruksjoner som etableres sentralt i byggegropa. Selve avstivingsmediet er som oftest stålbjelker av rør, H-profil eller hulprofil. En annen vanlig metode for avstiving er å støpe en arbeidsplattform av magerbetong i bunn av utgraving helt inn mot spunten. Det må da først enten stives av midlertidig som nevnt over, eller grave og etablere magerbetongen seksjonsvis. I noen tilfeller har man også støpt et betongdekke som avstiving i toppen av spunten, og foretatt utgraving under denne. Innvendig avstiving har imidlertid sine ulemper ved at den står i veien for aktivitetene i byggegropa og hindrer effektiv framdrift (Gjelsvik, 2008). Innvendig avstiving har vært benyttet i mindre skala i Norge enn i andre land (Oset, 2008), dette til tross for at man erfarer at man får mindre setninger og skader ved innvendig avstivede byggegropene enn der det er brukt stagavstivinger (Lund, Langford, & Eknes, 2014).

2.2.2 Forankringsstag

I Norge har man benyttet mye forankringsstag. Denne metoden har også sine ulemper. Boring av forankringsstag og/eller peler til berg er ofte en hovedårsak til at det oppstår uventede store setninger og påfølgende skader på nærliggende nabobygg og annen infrastruktur (Lande & Karlsrud, 2015). En mulig årsak til skadene kan være at man får utvasking av massene rundt foringsrøret, noe som fører til setninger på overflaten direkte under stagene (Eknes, 2008). Det er også svært uheldig at konsekvensene vil ramme en tredjepart (Lund et al., 2014), da man ved boring av skrå eller horisontale stag ofte beveger seg ut av egen byggegrop og inn under nabobygninger eller infrastruktur. Eknes (2008) kommenterer at deformasjoner på omgivelsene ved dype utgravinger i bystrøk stadig er meget aktuelt.

Stag kan bores til berg eller forankres direkte i løsmassene. Stag som forankres i løsmassene vil gi større horisontaldeformasjoner på spunten enn stag til berg, da løsmassestagene i

tillegg til friksjon krever mobilisering av passivt mothold i forankringssonen bak spuntens aktive sone (Eknes, 2008).

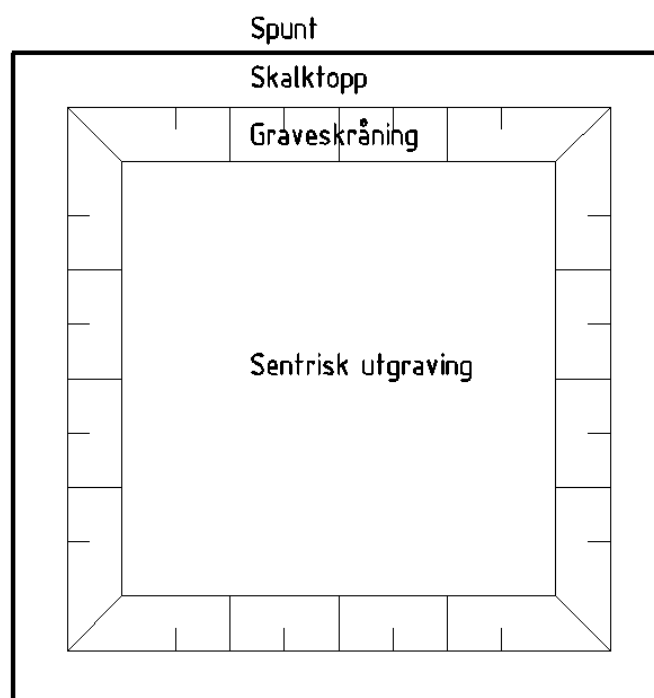
For dype utgravinger vil spunten deformeres som følge av momentbelastningen på spunten, selv om kapasiteten til spunten er tilstrekkelig i forhold til opptredende moment. Slike horisontaldeformasjoner fører igjen til terrengsetninger i bakkant av spunten. Avanserte regneprogrammer klarer normalt å avdekke disse deformasjonene. Man kan vurdere å benytte en kraftigere spunt for å få mindre horisontaldeformasjon, men effekten av et slikt tiltak er begrenset. Et annet tiltak som kan vurderes er grunnforsterkning under utgravd nivå med kalk-sement peler eller jetpeler. Dette vil kunne redusere momenter og/eller deformasjoner (Eknes, 2008). Horisontale forskyvninger vil også kunne styres av forhåndsoppspanning av stag eller forspenning av innvendige stivere, før videre utgraving (Knudsen et al., 2008).

2.3 UAVSTIVET SPUNT

Dersom forholdene ligger til rette for det, kan man vurdere en løsning med uavstivet spunt. Man må da kunne dokumentere tilfredsstillende sikkerhet uten noen form for innvendig avstiving eller stag. Dette gjelder som regel prosjekter hvor man har små utgravingsdybder, og har grunnforhold som gjør det mulig å ramme spunten til ønsket dybde. En skisse av uavstivet spunt er vist i Figur 2-1, utkraget spunt.

2.3.1 Uavstivet spunt og seksjonsvis utgraving

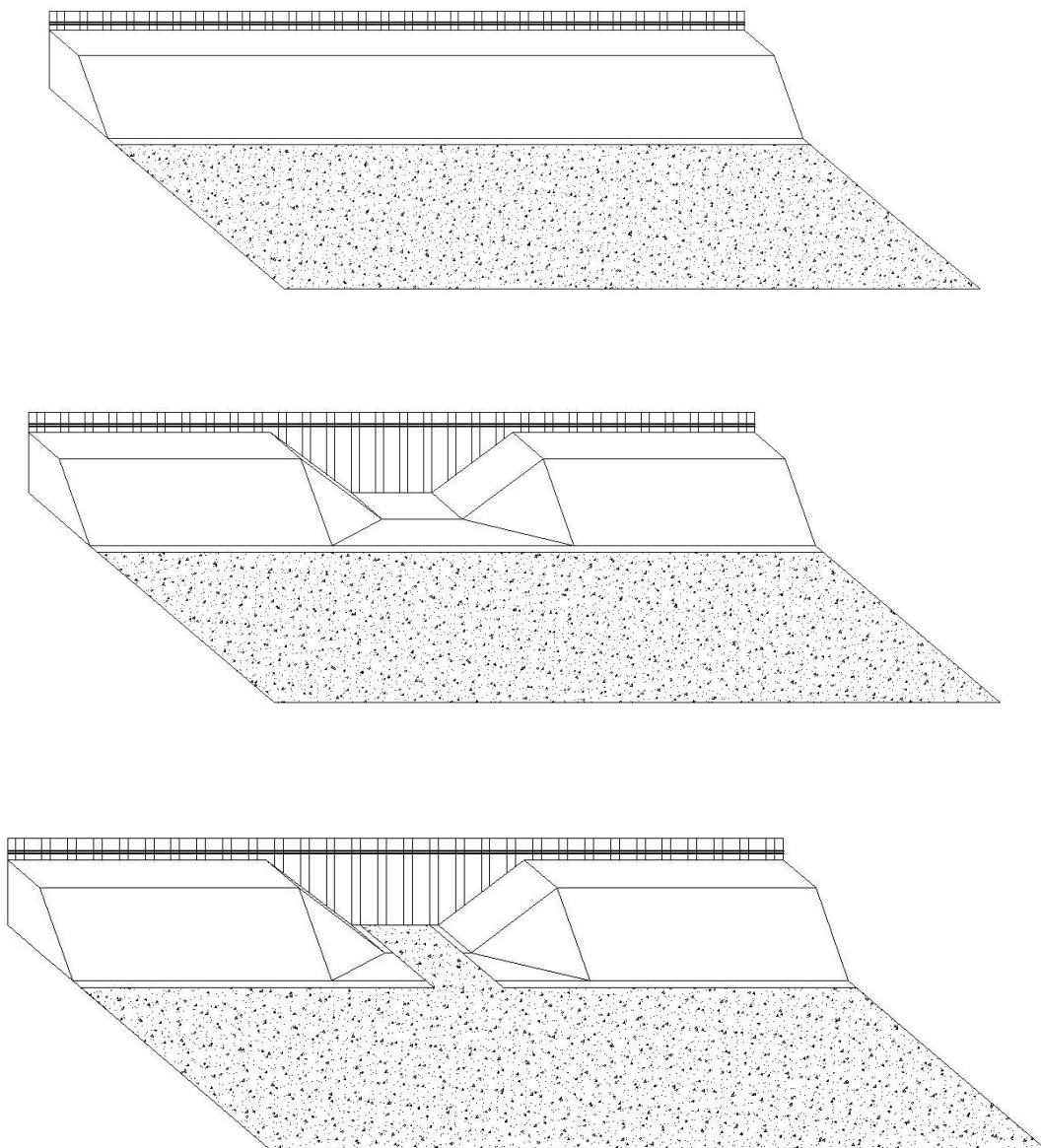
I denne oppgaven studeres seksjonsvis metode for utgraving av en uavstivet spunt ved utgravingsdybder som tradisjonelt er på grensen til hva som gjøres uten avstiving. Ved å grave ut byggegropa i en spesiell rekkefølge, samt støpe et dekke i bunnen av gropa forløpende, vil man kunne unngå å bruke både innvendig avstiving og stag.



Figur 2-2 - Skisse som viser sentrisk utgraving

Metoden baserer seg på at man etter å ha satt spunten, graver ut midt i byggegropa (sentrisk utgraving), se Figur 2-2. Man lar det da stå igjen en «jordskalk» langs spunten for å støtte opp denne. I den sentriske utgravingen støpes et betongdekke. Videre graver man ut seksjoner av skalken, og støper et betongdekke mellom spunten og det sentriske dekket. Når

betongen inn mot spuntet har herdet, kan neste seksjon graves ut. Forløpet er skissert Figur 2-3. Ved denne metoden vil man få større deformasjoner enn ved avstivet spunt. Det må derfor vurderes om deformasjonene er akseptable for hvert enkelt byggeprosjekt. For å unngå lokale deformasjoner, anbefales det at man etablerer en pute langs spunttoppen, noe som også er styrende for hvilke seksjonsbredder som kan benyttes. Dersom man ønsker å begrense deformasjonene, kan man avlaste terrenget bak spuntet (Multiconsult, 2012).



Figur 2-3 - Skissert forløp for seksjonsvis utgraving: 1: Sentrisk utgraving med sentrisk dekke, 2: Utgravd seksjon, 3: Betongdekke mellom spunt og sentrisk dekke etablert

2.4 REGELVERK

Dimensjonering av støttekonstruksjoner dekkes hovedsakelig av Eurocode 7 – Geoteknisk prosjektering (Eurocode 7, 2008), kapittel 9. Denne angir i kapittel 9.2. grensetilstander som skal vurderes, og krever at det lages en liste over aktuelle grensestilstander. Det skal utføres beregninger for å tilfredsstille krav både i bruddgrensetilstanden og bruksgrensetilstanden. Bruddgrensetilstanden er en ulykkesgrensetilstand, og beregninger av bruddgrensetilstander skal sikre konstruksjonens og menneskers sikkerhet. Bruksgrensetilstanden analyseres for å sikre konstruksjonens funksjonsdyktighet ved normal bruk (Eurocode 0, 2008). Dette gjøres ved å påvise at konstruksjonen i løpet av levetiden ikke utsettes for forskyvning, deformasjon og erosjon eller annen nedbrytning som fører til at den ikke fungerer som forutsatt (Vegvesen, 2014). Dersom det foreligger tilstrekkelig informasjon til å bekrefte at kravene til en grensetilstand oppfylles av den andre, kan påvisning av den oppfylte grensetilstanden utelates (Eurocode 0, 2008). Ved dimensjonering av uavstivet spunt, vil deformasjoner bak spuntveggen i bruksgrensetilstanden være mest kritisk.

Eurocoden spesifiserer at karakteristiske styrke- og deformasjonsparametre for jord (og berg) skal bestemmes slik at det er lite sannsynlig at ugunstigere materiale forekommer i et omfang av betydning for det problemet parameterne skal anvendes for (Eurocode 7, 2008).

Partialkoeffisientmetoden med tilhørende partialsikkerhetsfilosofi er hovedmetoden ved dimensjonering av grunnkonstruksjoner (Ryner, Fredriksson, & Stille, 1996).

Partialkoeffisientmetoden bygger på at parametre økes/redueres med en partialkoeffisient for å oppnå en sikkerhetsmargin. Som et eksempel baserer Eurocoden seg på grensetilstander sammen med en partialkoeffisientmetode. Tallverdiene på partialkoeffisientene skal gi et akseptabelt pålitelighetsnivå (Eurocode 0, 2008).

Prosjektering og utførelse av spuntavstivede byggegrøper er et område hvor det er betydelig rom for skjønn i forhold til foreliggende nasjonale standarder og retningslinjer. Dette har medført at foredrag fra kursdagene på NTH i 1998 har vært benyttet som referansedokumenter ved prosjektering og utførelse av spuntarbeid (Oset, 2008). Tekna og Norsk Geoteknisk Forening (NGF) arrangerte kurset «Spunt og avstivede byggegrøper» i 2008, og dokumentene herfra er også høyst aktuelle som oppdaterte referansedokumenter.

Det er verdt å legge merke til at det innen geoteknikk er vanskeligere å kvantifisere usikkerheter, sammenlignet med for eksempel konstruksjonsteknikk hvor man har mer eksakt kunnskap om byggematerialene. Innen konstruksjonsteknikk kan man beskrive at det skal anvendes materialer av en spesiell kvalitet, mens man innen geoteknikken må dimensjonere etter det materialet som finnes naturlig i området. Dette gjør det vanskeligere å foreta en vurdering av risiko, da man arbeider med et byggemateriale som har naturlig varierende egenskaper (Ryner et al., 1996).

2.5 PROSJEKTERING

Kapittel 9 i Eurocode 7 (2008) beskriver regelverket for prosjektering av støttekonstruksjoner. Dersom det i dette kapitlet ikke er beskrevet noen annen kilde, er informasjonen hentet fra Eurocode 7 (2008)

En innspent støttekonstruksjon defineres som relativt tynne vegger av stål, armert betong eller tre, støttet ved forankringer, avstivinger og/eller passivt jordtrykk. Da en spuntkonstruksjon faller inn under definisjonen av en innspent støttekonstruksjon, vil det være kapittel 9 i Eurocode 7 som omfatter dimensjoneringsregler for en spuntkonstruksjon.

Ved prosjektering skal det minimum gjøres vurderinger for følgende grensetilstander for en innspent støttekonstruksjon:

- Tap av områdestabilitet
- Brudd i et konstruksjonselement
- Kombinert brudd i grunnen og i et konstruksjonselement
- Brudd forårsaket av hydraulisk grunnbrudd og kanaldannelse
- Bevegelser i støttekonstruksjonen som kan forårsake sammenbrudd eller påvirke utseende eller effektiv bruk av konstruksjonen, nærliggende bygninger eller installasjoner
- Uakseptabel lekkasje gjennom eller under veggen
- Uakseptabel transport av jord gjennom eller under veggen
- Uakseptabel endring i grunnvannsforholdene
- Brudd ved rotasjon eller forskyvning av veggen eller deler av den
- Brudd ved mangel på vertikal likevekt
- Kombinasjoner av de ovennevnte grensetilstander

Det skal tas hensyn til både bruddgrensetilstander og bruksgrensetilstander som beskrevet under. Dersom det er mulig bør støttekonstruksjoner prosjekteres på en slik måte at det er synlige tegn når en bruddgrense nærmer seg. Det presiseres også at for mange støttekonstruksjoner vil man få en kritisk grensetilstand når veggen er forskjøvet langt nok til at det forårsakes skade på nærliggende konstruksjoner eller installasjoner. Selv om det ikke

er overhengende fare for sammenbrudd av veggen, kan graden av skade forårsaket på denne måten langt overstige bruksgrensetilstanden for de berørte konstruksjonene.

2.5.1 Jordtrykk

I forbindelse med dimensjonering må jordtrykket mot konstruksjonen beregnes. I den forbindelse skal det tas hensyn til:

- Belastning på og helning av terrengoverflaten
- Veggens helning i forhold til vertikalen
- Vannstander og strømkrefter i grunnen
- Størrelse og retning av veggens bevegelse i forhold til grunnen
- Den horisontale og vertikale likevekten for hele støttekonstruksjonen
- Grunnens sjærfasthet og tyngdetetthet
- Veggens og avstivningssystemets stivhet
- Veggens ruhet

Jordtrykket har ikke en karakteristisk verdi, da det endres ved deformasjon, samt at verdien i bruddgrensetilstanden vanligvis er forskjellig fra verdien i bruksgrensetilstanden. I bruksgrense har man gjerne hviletrykk, som er større enn det aktive jordtrykket i bruddgrense. Beregning av jordtrykk er beskrevet nærmere i kapittel 3.1.

2.5.2 Bruddgrense

Ved dimensjonering i bruddgrensetilstanden skal delene som inngår i spuntkonstruksjonen dimensjoneres slik at man oppnår tilfredsstillende sikkerhet mot alle bruddtyper som kan tenkes å opptre i jorda eller i selve spuntkonstruksjonen (Ryner et al., 1996). For eksempel er bortfall av stag/stiver en typisk ulykkessituasjon, Eurocode 7 (2008) krever derfor at det gjøres beregninger for bortfall av stag/stivere i bruddgrensetilstanden. Ved dimensjonering må det tas hensyn til følgende dimensjonerende situasjoner:

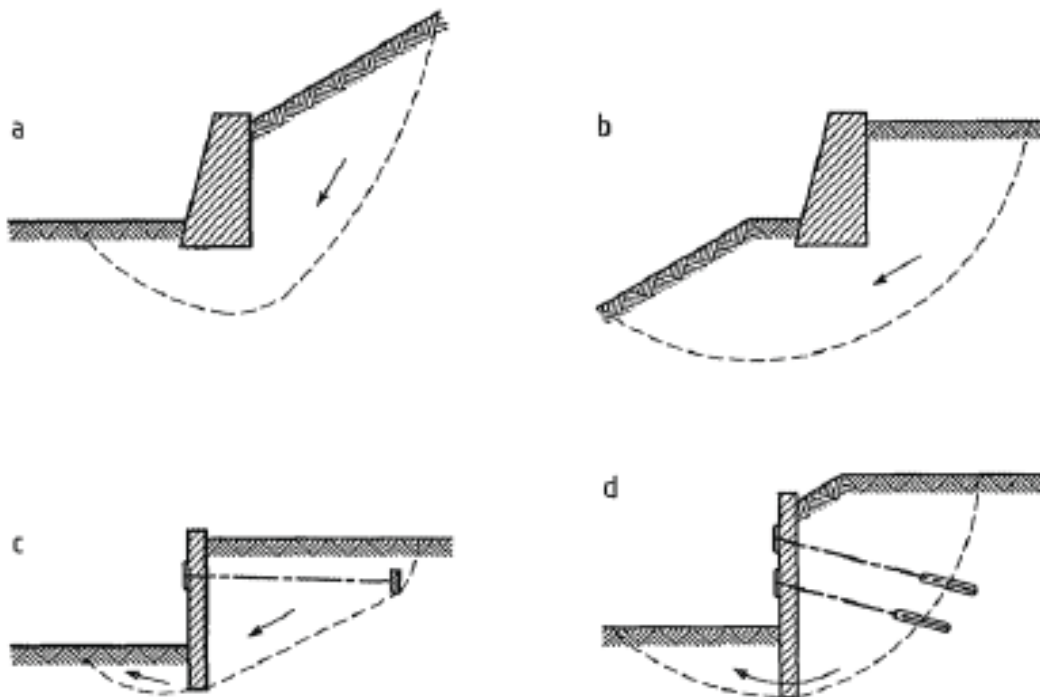
- Variasjoner i jordegenskaper, vannstand og poretrykk i forhold til sted og tid
- Variasjoner i påvirkninger og måten de kombineres på.

- Forhold som utgraving, utvasking, erosjon, virkning av komprimering bak støttekonstruksjon, virkning av forventede framtidige byggverk samt forventede bevegelser i grunnen forårsaket av innsykning, frostvirkninger osv.
- For finkornet jord skal både langtids- og korttidsoppførsel vurderes.

Dette innbefatter at det for en spuntkonstruksjon må gjøres vurderinger av:

- Områdestabilitet
- Rotasjonsbrudd
- Vertikalt brudd
- Brudd i støttekonstruksjonen
- Brudd som fører til uttrekking av forankringer

2.5.2.1 Områdestabilitet

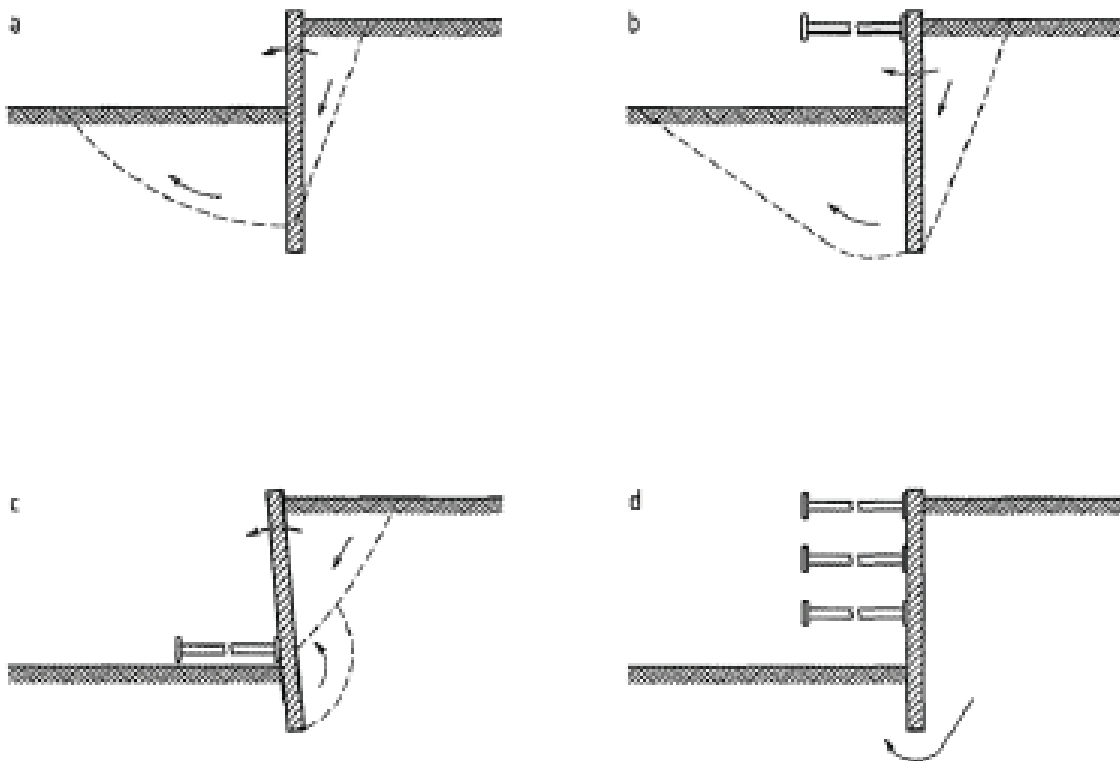


Figur 2-4 - Bruddmekanismer for områdestabilitet for støttekonstruksjoner (Eurocode 7, 2008)

I forbindelse med kontroll av områdestabilitet (i henhold til Eurocoden) er det et minimum at bruddmekanismene i Figur 2-4 vurderes. Det må tas hensyn til progressivt brudd og jord som går over i flytefase, avhengig av hva som er relevant.

Sikkerhet mot tap av områdestabilitet kan dokumenteres ved stabilitetsberegninger. Det finnes flere alternativer for å utføre stabilitetsberegninger, alt fra enkle håndberegninger til avanserte beregningsprogrammer basert på elementmetoden. Hva man velger å benytte er avhengig av problemstillingens kompleksitet. For å ivareta usikkerheter i beregningene brukes partialfaktorer.

2.5.2.2 Rotasjonsbrudd

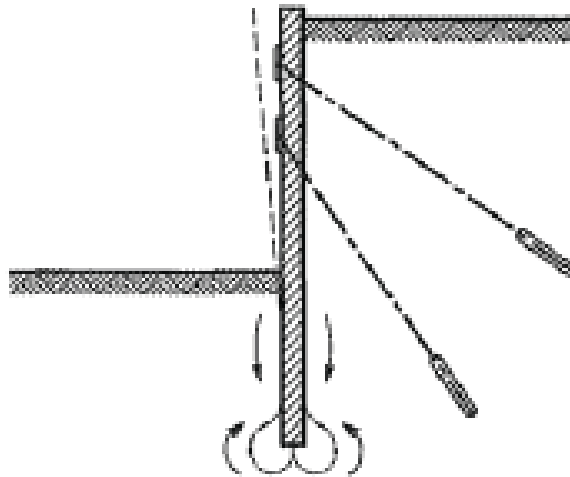


Figur 2-5 - Bruddmekanismer for rotasjonsbrudd for innspenne konstruksjoner (Eurocode 7, 2008)

For å dokumentere sikkerhet mot rotasjonsbrudd skal det utføres likevektsberegninger hvor det påvises at innspenne konstruksjoner er ført tilstrekkelig dypt ned i grunnen. Det er et minimum at bruddmekanismene i Figur 2-5 vurderes. Størrelse og retning på skjærspenningen mellom jord og vegg skal velges slik at den stemmer overens med den relative vertikale forskyvningen som vil inntreffe i den dimensjonerende situasjonen.

Likevektsberegninger kan utføres med håndberegninger eller elementmetodeprogrammer. Hva som brukes er avhengig av kompleksiteten. Usikkerhetene i beregningene blir ivaretatt ved bruk av paritalfaktorer.

2.5.2.3 Vertikalt brudd

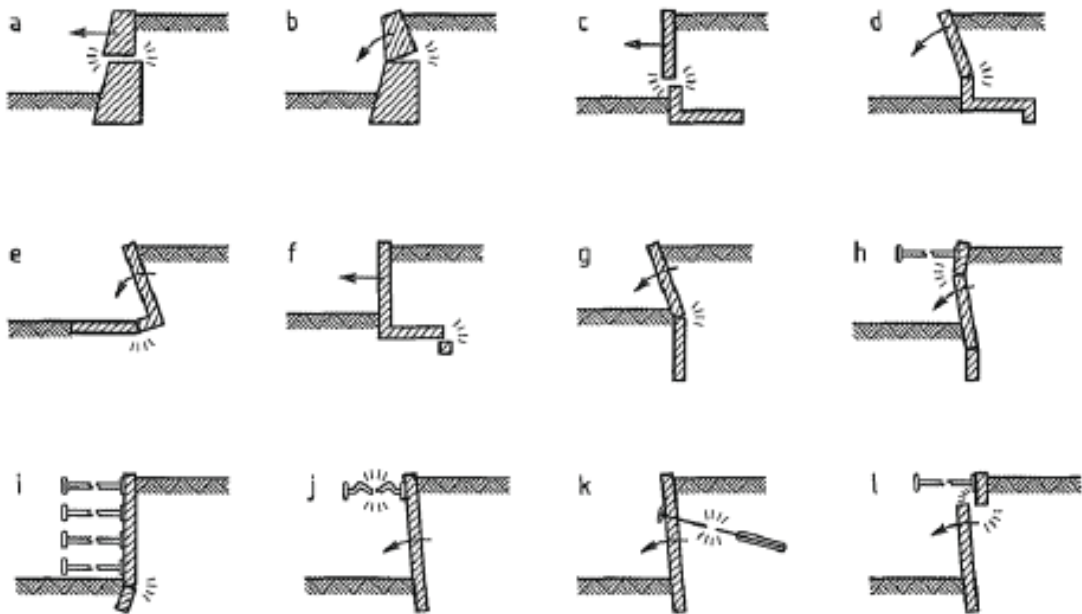


Figur 2-6 - Eksempel på bruddmekanisme for vertikalt brudd (Eurocode 7, 2008)

For å dokumentere sikkerhet mot vertikalt brudd skal det påvises at vertikal likevekt kan oppnås ved bruk av jordens dimensjonerende fasthet eller motstand og dimensjonerende vertikale krefter på vegg. Som en minimum må bruddmekanismen i Figur 2-6 vurderes. Dersom man vurderer en nedadrettet bevegelse skal øvre dimensjonerende verdier for forspenningskrefter brukes i beregningen. Størrelsen og retningen på skjærspenning mellom jord og vegg skal velges slik at den stemmer overens med påvisning av vertikal likevekt og rotasjonslikevekt. Dersom vegg fungerer som et fundament vil sikkerhetsprinsipper som går på fundamentering også måtte tas hensyn til.

Sikkerhet mot vertikalt brudd dokumenteres ved bæreevneberegninger. Disse kan utføres som håndberegning eller med elementmetodeprogrammer. Hva som benyttes er avhengig av problemets kompleksitet. Også her ivaretas usikkerheter ved partialkoeffisienter.

2.5.2.4 Brudd i støttekonstruksjonen

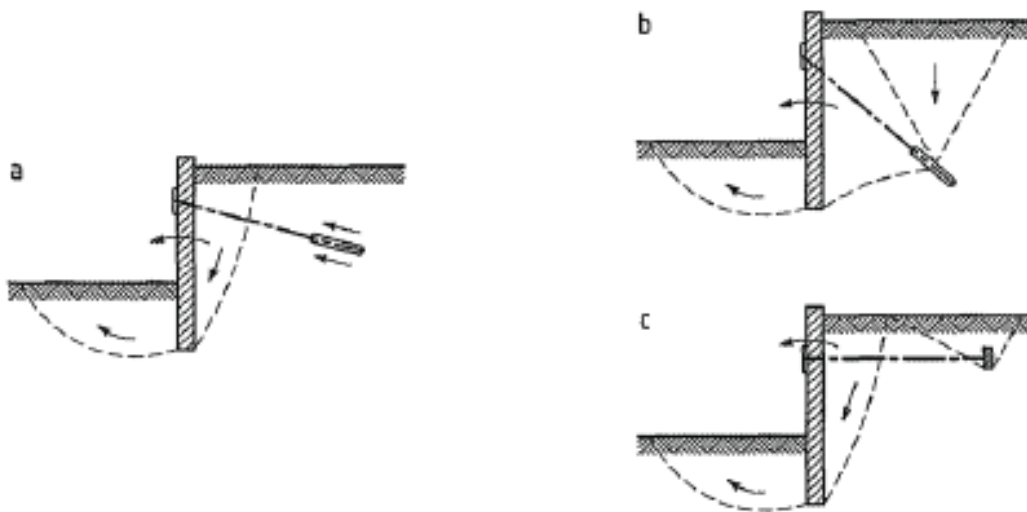


Figur 2-7 - Eksempler på bruddmekanismer for brudd i støttekonstruksjoner (Eurocode 7, 2008)

Støttekonstruksjonen skal kontrolleres for brudd etter NS-EN 1992 (betong), NS-EN 1993 (stål), NS-EN 1995 (tre) og NS-EN 1996 (mur). I den forbindelse skal også kapittel 2.4 i den geotekniske standarden anvendes. Dette er et kapittel som omhandler geoteknisk prosjektering ved beregning, og her finnes blant annet informasjon om hvordan de karakteristiske verdiene til geotekniske parametere skal fastsettes ved hjelp av partialkoeffisienter. Det angis også hvilke lastkombinasjoner som må vurderes. Det er et minimum å vurdere bruddmekanismene i Figur 2-7.

Sikkerhet mot brudd i støttekonstruksjonen kan dokumenteres ved å dimensjonere konstruksjonen slik at den kan ta opp de lastene den blir påført. Dette kan gjøres ved å benytte seg av håndberegninger eller dimensjoneringsprogrammer. Også her ivaretas usikkerheter ved partialkoeffisienter.

2.5.2.5 Brudd som fører til uttrekking av forankringer



Figur 2-8 - Eksempler på bruddmekanismer for brudd som fører til uttrekking av forankringer (Eurocode 7, 2008)

Det skal påvises at det kan oppnås likevekt uten brudd som fører til uttrekking av forankringer. Som et minimum må bruddmekanismene i Figur 2-8 (a og b) vurderes, c vurderes kun dersom forankringsplater er benyttet.

For å oppnå tilstrekkelig sikkerhet må stagene dimensjoneres slik at de kan ta opp de laster de er påført, samt at antallet stag er tilstrekkelig. Her må man selvfølgelig innberegne sikkerhetsfaktorer som tar høyde for usikkerhetene i beregningene. Særlig gjelder dette usikkerheten rundt stagenes kapasitet, som kan være stor.

2.5.3 Bruksgrense

I bruksgrensetilstanden skal deformasjoner vurderes for de samme dimensjonerende situasjonene som i bruddgrensetilstanden (listet i kapittel 2.5.2). Dimensjoneringen utføres basert på karakteristiske verdier for jordtrykk og eventuelle tilleggslaster. Ved bestemmelse av dimensjonerende verdi for jordtrykk bør man ta hensyn til opprinnelig spenning i grunnen, grunnens stivhet og fasthet og stivhet til bærende deler. Tillatt deformasjon av konstruksjonen i bruksgrensetilstanden må også tas hensyn til ved bestemmelse av dimensjonerende jordtrykk.

For å dokumentere tilfredsstillende bruksgrensetilstand skal lastvirkningen være mindre eller lik grenseverdien for lastvirkningen

$$E_d \leq C_d \quad (1)$$

Tilfredsstillende bruksgrensetilstand kan også dokumenteres ved å påvise at en tilstrekkelig liten andel av grunnens fasthet er mobilisert for å holde deformasjonene innenfor de påkrevde bruksgrensene. Denne metoden krever imidlertid at det ikke kreves en verdi av deformasjonen for å kontrollere bruksgrensetilstanden og at det foreligger en sammenlignbar erfaring med tilsvarende grunn, konstruksjoner og anvendelsesområde. En grenseverdi for en bestemt deformasjon defineres som den verdien der bruksgrensetilstanden regnes å opptre i den fundamenterte konstruksjonen. Denne grenseverdien skal avtales under prosjekteringen av konstruksjonen.

Grenseverdier for tillatt forskyvning skal ta hensyn til toleranser for installasjoner og støttede byggverk. Ved dimensjonering åpner standarden for at man gjør et forsiktig overslag for formendring og forskyvning på grunnlag av sammenlignbar erfaring.

Dimensjoneringen kan da begrunnes med at de anslåtte forskyvningene ikke overskrider grenseverdiene. Hvis dette ikke er tilfelle, må en mer detaljert undersøkelse utføres. Dersom det er nærliggende konstruksjoner og installasjoner som er unormalt ømfintlige for forskyvninger, eller det ikke finnes sammenlignbar erfaring, må det uansett utføres en mer detaljert undersøkelse. Det gjelder også dersom:

- Veggen støtter mer enn 6m kohesjonsjord med lav plastisitet
- Veggen støtter mer enn 3 m jord med høy plastisitet
- Veggen støttes av bløt leire eller hvis det er bløt leire under veggen.

Ved bestemmelse av krav til deformasjon må man ta med at frie spuntvegger nødvendigvis vil deformeres ved mobilisering av aktivt jordtrykk og at kravene til tillatt horisontalforskyvning derfor ikke kan være alt for strenge (Vegvesen, 2014).

I bruksgrensetilstanden kan deformasjonene og opptredende stagkrefter beregnes med samvirkeprogrammer; for eksempel SPUNT-A3 eller PLAXIS. For mer utførlig beskrivelse av dimensjonering i bruksgrensetilstanden vises det til Eurocode 7 kapittel 9.8.1. (Vegvesen, 2014).

2.5.4 Metode for prosjektering

Eurocode 7 (2008) er basert på to metoder, og bruddgrense skal kontrolleres for begge:

- Ekvivalente materialfaktorer som legges på geoteknisk last
- Materialfaktorer som legges på løsmassene

Ved dimensjonering av spunt er samvirket mellom jord og stål såpass sentralt at det anbefales å bruke metoden med materialfaktorer som legges på løsmassene (Kavli, 2008).

I mange situasjoner vil bruksgrensen være dimensjonerende da man har nærliggende konstruksjoner som ikke tåler store deformasjoner. Her må man imidlertid være klar over at man kan oppnå bruddgrensetilstanden selv om bruksgrensetilstanden ser OK ut. Det anbefales derfor at man utfører beregninger ved innføring av en dimensjonerende materialkoeffisient, da denne typen beregning gir et bilde på bruddmekanisme (Kavli, 2008).

For faser med kritiske laster på stag og kritiske momenter i stålet utføres separat kontroll av bruddgrensetilstanden ved at man innfører en svekking av jordmaterialet med en valgt materialkoeffisient. På denne måten vil kraftopptaket i hardt belastede områder i jorda bli mest mulig realistisk omfordelt til andre steder hvor det er restkapasitet. Omfordelingen vil føre til økte krefter i konstruksjonen (Kavli, 2008).

2.5.5 Utførelse

Det er en egen standard for utførelse av spunt. Denne omhandler forberedelser som skal/bør utføres før spunting kan utføres, samt krav/anbefalinger ved utførelse.

Utførelsesstandardene inneholder flere punkter som den prosjekterende bør vite om, deriblant hvilket grunnlag som skal ligge til grunn for utførelse.

Dette temaet vil ikke utdypes mer her, men det vises til NS-EN 12063 Utførelse av spesielle geotekniske arbeider (Standard Norge, 1999).

2.5.6 Beregningsmessige utfordringer

I forbindelse med beregninger for spuntoppstøttede byggegrøper er det mange usikkerheter. Dette gjelder spesielt for bestemmelse av jordparametere og jordtrykk.

Man har i dag avanserte programmer som kan beregne deformasjonene bak en spunt, men disse programmene tar ikke hensyn til påvirkning fra rystelser og deformasjoner ved stagsetting. Å bestemme korrekte deformasjonsparametre for grunnen er også vanskelig, og gjøres ofte på tynt grunnlag (Eknes, 2008). Ou et al. (1993) skriver i 1993 at formelverket er basert på ren sand eller leire. Det er derfor knyttet usikkerhet til hvor godt formelverket fungerer på lagdelt jord. Selv om det har skjedd en utvikling, er dette fremdeles en aktuell problemstilling.

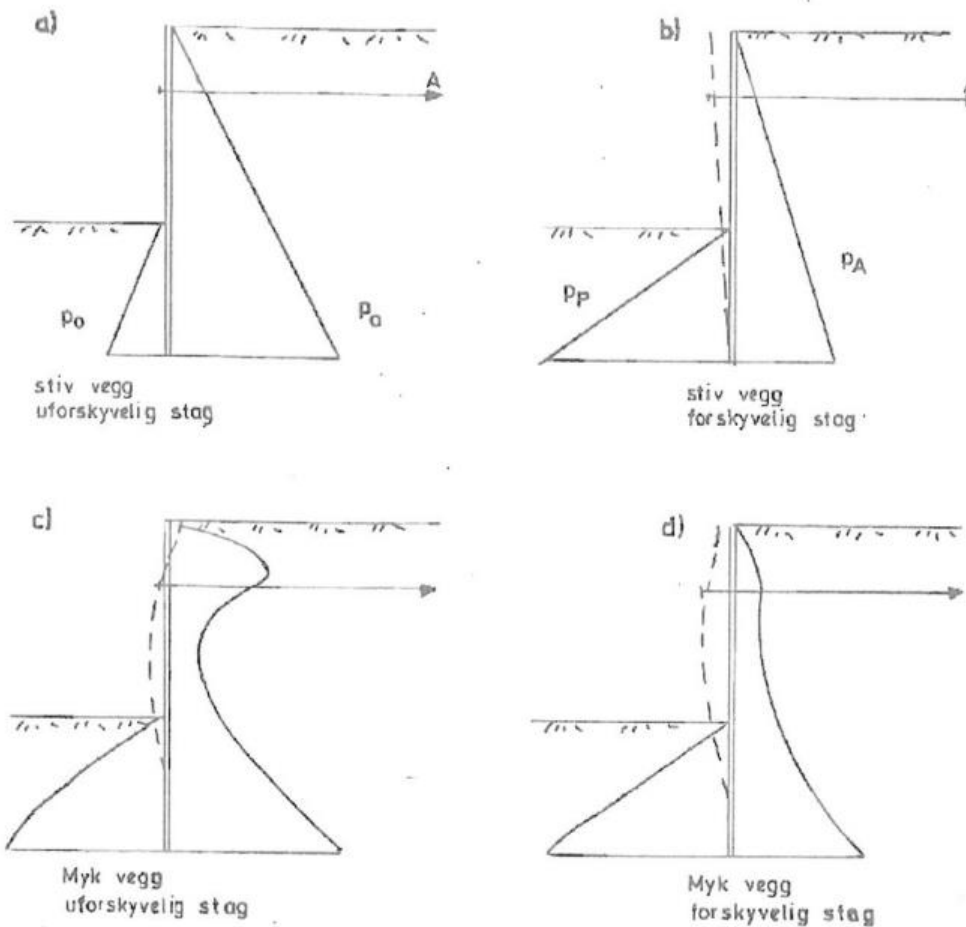
Det er også usikkerhetsmomenter ved selve beregningene. Kan man vite at man har tatt høyde for alle geometrieffekter og har man gode metoder for å håndtere alle effekter? Et eksempel her er et hjørne i spuntveggen. Dersom det bare utføres beregninger for 2 dimensjonale snitt, vil man ikke ta høyde for hjørneeffekten. Man baserer seg da på at setninger og utbøyinger i hjørnet vil være mindre enn for resten av spuntten (Ou et al., 1993).

En annen problemstilling er vannets påvirkning. Det er vanskelig å beregne vannlekkasjer gjennom spuntveggen, og hvilke endringer i krefter dette vil kunne føre til. I videreføringen av dette vil setningene bli vanskelig å beregne (Ou et al., 1993).

3 SPUNTBREGNINGER - TEORI

3.1 JORDTRYKK

Jordtrykk er hovedessensen i en spuntberegning. En spunt, eller innspent støttevegg (ref. Eurocode 7, 2008), blir påkjent av jordtrykk i bakkant, men benytter også jordtrykk i spuntfot i fremkant som hele eller deler av støttende bidrag.



Figur 3-1 - Klassiske jordtrykk som danner grunnlag for håndberegninger (Knudsen, Nerland, & Eggen, 2008)

Jordtrykk er det trykket som oppstår i kontaktflaten mellom en jordart og et konstruksjonselement. Jordtrykket er avhengig av deformasjon, det vil si at mobilisering av jordtrykk fra en hviletrykkstilstand vil kreve deformasjon. Stivheten i spuntveggen har stor innvirkning på jordtrykket bak veggen. Beregning av jordtrykk kan derfor sees på som et samvirkeproblem, som egentlig bare kan løses ved hjelp av avanserte analysemetoder og

jordmodeller, og sikker input på styrke- og deformasjonsparametre. De klassiske jordtrykkene, vist i Figur 3-1, danner grunnlaget for håndberegninger for dimensjonering av f.eks. spuntkonstruksjoner og tar ikke hensyn til fleksibilitet og relativ bevegelse mellom jord og vegg slik som f.eks. elementmetodeberegninger gjør (Knudsen et al., 2008).

For å kunne utføre tradisjonelle håndberegninger må man bestemme ruhetsforholdet (r). Ruhetsforholdet mellom en støttekonstruksjon og bakenforliggende jord kan defineres som forholdet mellom skjærspenningen τ som er mobilisert langs støtteveggen og den mobiliserte skjærfastheten i jorda (Vegvesen, 2014), og kan beregnes fra formelen:

$$r = \frac{(p'_A + a) \tan \delta}{(p'_A + a) \tan \phi_d} = \frac{\tan \delta}{\tan \phi_d} \quad (2)$$

Hvor: r = Ruhetsforholdet

p'_A = Aktivt jordtrykk (effektivt)

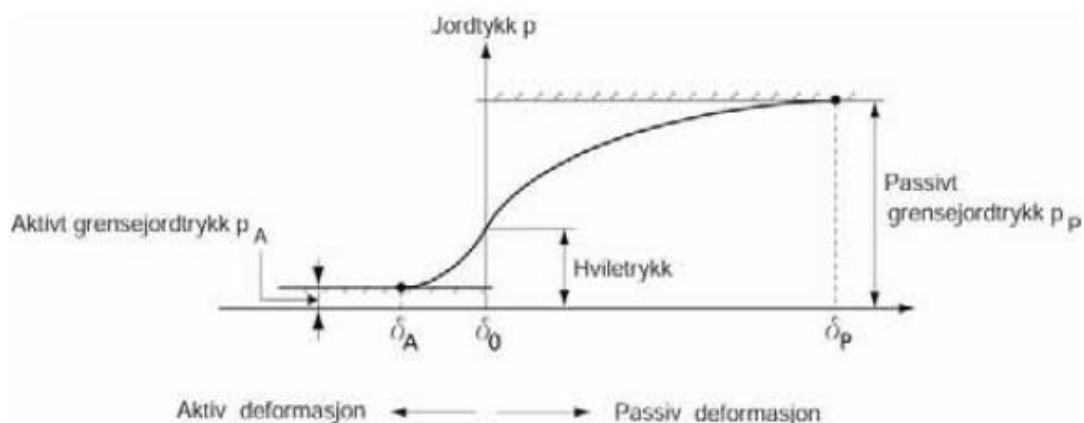
a = Attraksjon

δ = Friksjonsvinkel for mobilisert friksjon

ϕ_d = Friksjonsvinkel

Videre vurderes det om jordoppførselen er aktiv eller passiv, før jordtrykket beregnes.

Jordtrykksintensiteten, resultantens størrelse og angrepspunkt, er avhengig av den relative bevegelse mellom jord og konstruksjon (Knudsen et al., 2008). Med andre ord vil mobilisering av aktivt eller passivt jordtrykk fra en hviletrykkstilstand kreve deformasjon. Å mobilisere passivt grensejordtrykk krever betraktelig større deformasjon enn for aktivt grensejordtrykk (Vegvesen, 2014). Deformasjonene som skal til for å mobilisere grensejordtrykkene varierer veldig fra jordart til jordart (Knudsen et al., 2008). Mobilisering av aktivt og passivt jordtrykk ut fra hviletilstanden krever deformasjon som vist i



Figur 3-2 - Sammenheng mellom jordtrykk og deformasjon (Vegvesen, 2014)

prinsippkisse Figur 3-2. Hviletrykket er det samme som horisontaltrykket i jorda in-situ eller mot en vertikal konstruksjon der det ikke er horisontalforskyvning. Hviletrykkskoeffisienten vil være avhengig av jordas forbelastningsnivå (Vegvesen, 2014), og bestemmes fra formelen:

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot \sqrt{OCR} \quad (3)$$

Hvor: K_0 = Hviletrykkskoeffisient

ϕ = Friksjonsvinkel

OCR = Overkonsolideringsforhold

Laster på terrenget bak en støttekonstruksjon påvirker spenningstilstanden i underliggende jord, er det viktig at en slik last inkluderes i beregning av jordtrykk. For anleggsfasen blir det ofte benyttet en jevnt fordelt terrengelast på 10 kPa, men denne må vurderes spesielt i hvert tilfelle (Knudsen et al., 2008).

3.2 HÅNDBEREGNINGER

Håndberegninger kan utføres for å dokumentere at kravene i regelverket er oppfylt kan gjøres med håndberegninger. Beregningene utføres for et valgt snitt gjennom spuntveggen.

Man starter med å anta/bestemme jordtrykk fra utgravingen (Kavli, 2008). Når man har bestemt jordtrykket, beregnes momenter og eventuelle stagkrefter, slik at konstruksjonen er i likevekt og stabil. Basert på dette gjøres det valg av spuntprofil, og eventuelle opplegg for stag/lisser og gravenivåer/stagrekker. Dersom man har mange stagrekker, blir det ikke enkelt å gjøre beregninger basert på enkle likevektsligninger. Man må da innføre antakelser, og det kan være en fordel å benytte samvirkeanalyser med basert på elementmetoden (Kavli, 2008).

Klassiske jordtrykksberegninger tar ikke hensyn til deformasjoner. Det kan utføres beregninger for en fullt utviklet bruddgrense, altså fullt aktivt jordtrykk og fullt passivt jordtrykk. Dette er ytterpunktene, og blir også kalt aktivt/passivt grensejordtrykk, se Figur 3-2. Den eneste faktoren man har for å begrense utnyttelsen fra full utnyttelse er ruhetsforholdet, r . Denne faktoren kan man imidlertid ikke beregne, da man ikke vet mobilisert sjærfasthet.

Da man bare kan anta en verdi for ruhet, gir håndberegning av jordtrykk lite inntrykk av deformasjonene som kan forventes. Det er svært ugunstig, da deformasjoner er viktig for å kunne bedømme påvirkning på eksisterende konstruksjoner (Grande, 1998).

Det er også verdt å legge merke til at dersom man har konsentrerte laster inn mot en spuntvegg, for eksempel fra fundamenter, blir håndberegningene noe mer komplisert. Dette fordi punktlaster ikke inngår i formlene, og man må benytte seg av formler for å beregne jordtrykkseffekter av ytre laster basert på spenningsfordeling. (Knudsen et al., 2008).

3.3 SAMVIRKEBEREGNINGER

Når man utfører samvirkeberegninger, gjennomføres beregningene i bruksgrensetilstand. I ettertid kontrolleres det for eventuelle brudd ved å redusere styrken i jordmaterialet (innføre γ_M for jordmaterialet) i kritiske faser, samt i den endelige situasjonen.

Bruksgrensetilstanden innebærer beregning av karakteristisk styrke av jordmaterialet (på den litt konservative siden) for å modelleres riktigst mulig oppførsel av samvirke mellom vegg og løsmasser (Vegvesen, 2014).

Ved å utføre samvirkeberegninger får man et mer realistisk resultatjordtrykk etter en grave- og avstivingsprosess. Dette skjer ved at samvirkeprogrammet beregner hvilket jordtrykk som skal gjelde for å få likevekt. I samvirkeberegninger defineres ikke jordtrykket som klassiske aktive- og passive grensejordtrykk. GeoSuite bruker likevel grensejordtrykk som yttergrenser som jordtrykket må ligge innenfor. Plaxis gjør det samme mer indirekte. For at modelleringen av jorda, er valg av riktig hviletrykkskoeffisient svært viktig (Oset, 2008).

Uansett er det en sikkerhet i å regne problemet med to metoder/programmer.

Prosjekteringen bør ikke alene bygge på en samvirkeanalyse (Kavli, 2008).

Dersom beregninger utføres med samvirkeprogrammer benyttes vanligvis karakteristiske verdier for stivhet og styrke i jordmaterialet. Dette gir en mer reell oppførsel mellom jord og konstruksjon (i bruksgrensetilstanden), men det gir ingen sikkerhetsmarginer med hensyn til jordparametere eller beregningsmetode og antakelser. Det benyttes to ulike metoder for å legge inn sikkerhetsmargin (Vegvesen, 2014):

- Faktorisering av krefter for konstruksjonen beregnet med karakteristiske jordparametere
- Faktorisering av jordstyrken med γ_M etter at karakteristisk tilstand er beregnet

Den første metoden er ganske enkelt å utføre, samtidig gir både GeoSuite og Plaxis mulighet for å benytte metode 2. Hvilken metode som gir det mest riktige resultatet er vanskelig å si, det konservative alternativet vil være å benytte den metoden som gir det minst gunstige resultat (Vegvesen, 2014).

Selvsagt må andre faktorer som ikke er dekket av regneprogrammet også kontrolleres. Dette kan for eksempel være global stabilitet eller bunnoppressing dersom GeoSuite brukes. For å

sikre at ikke en tidligere fase kan være mer kritisk, og for å kunne skjønne prosessen fram til de siste resultatene, bør en alltid bla gjennom alle fasene og kontrollere. Det er verdt å merke seg at programmene ikke utfører kontroll av stålkonstruksjonene (Kavli, 2008).

3.4 BEREGNINGSPROGRAMMER

I forbindelse med spunkurset i 2008 skriver Kavli (2008) at det har vært en rivende utvikling innen tilgjengelig programvare de siste ti årene, særlig i forhold til brukergrensesnittet.

Dette har senket terskelen for å ta i bruk programmene betydelig. Samtidig reduseres begrensningene i regnekapasitet i numeriske beregninger for hver dag, noe som fører til at stadig mer komplekse problemer kan bli analysert (Grande, 1998).

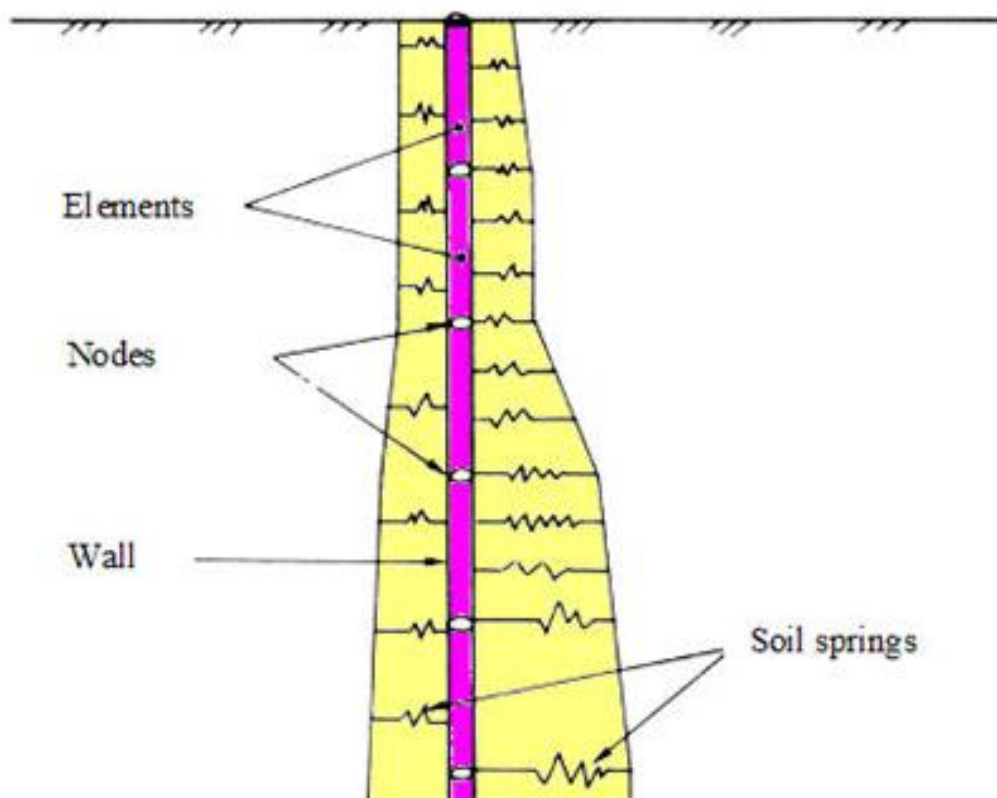
Kombinasjonen av forbedret brukergrensesnitt og mindre begrensninger i regnekapasitet gjør at det ikke lengre kreves dypere kunnskap om programmering og matematiske formuleringer for å kunne utføre beregninger, noe som åpner for en videre bruk av numeriske beregninger (Lars Grande, 1998).

Det er to programpakker som dominerer valget av samvirkeprogram egnet for spuntberegning i dag; GeoSuite og Plaxis (Kavli, 2008).

3.4.1 Program baser på bjelke på ikke lineære fjærer

Et program som modellerer spuntten med elastiske bjelkeelementer og støtten fra jorda som fjærer kontinuerlig fordelt på begge sider av veggen, er GeoSuite excavation.

Spuntmodelleringen er vist i Figur 3-3. Hver fjær defineres uavhengig av nabofjærene og gis lineær ikke-lineær oppførsel. Fjærstivheten avtar hyperbolsk, og går til null stivhet når grensejordtrykk oppnås (Kavli, 2008).



Figur 3-3 - Bjelkeelementer og fjærer fra spuntmodellering i GeoSuite (Novapoint, 2010)

Programvaren kan brukes på problemer som kan forenkles slik at man ikke trenger å ta hensyn til variasjoner normalt på spuntveggen. Eventuelt at slike variasjoner kan forenkles gjennom «ingeniørmessige» tilpasninger. Tilsvarende gjelder også for Plaxis 2D (Kavli, 2008).

Metoden som brukes i GeoSuite er basert på en definisjon av grenseverdier som jordtrykket må ligge innenfor. Man må velge en av fire modeller, som eventuelt kan kombineres i en sammensatt lagpakke. Programmet har også manuelle modeller, som kan anvendes ved behov for å analysere spesielle effekter som for eksempel økt passiv kapasitet under gravenivå som følge av trang eller seksjonsvis utgraving. For å kunne anvende de manuelle modellene må brukeren ha god innsikt i hvordan programmet fungerer. I en del tilfeller med behov for avansert modellering vil det være mer gunstig å gå over til å bruke Plaxis. Man må da huske at problemene gjerne verifiseres med håndberegning. Et eksempel på dette kan være seksjonsvis utgraving (Kavli, 2008).

Eknes (2008) kommenterer at daværende GeoSuite Excavation var dårlig egnet til å beregne vertikaldeformasjoner bak spunt, og anbefaler forsiktighet i tilfeller hvor deformasjoner på omgivelsene er en viktig del av vurderingen.

3.4.2 FEM-program

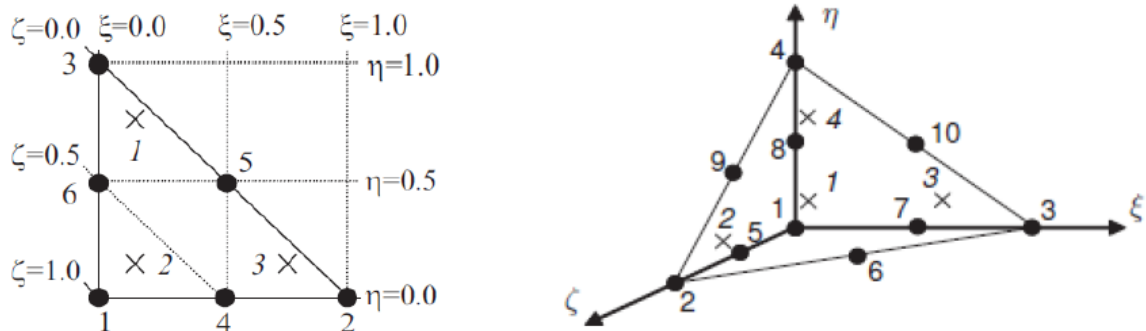
Elementmetoden (Finite Element Method (FEM)) ble utviklet på 1950-tallet og kan brukes på et vidt spekter av ingeniørmessige problemer (Potts & Zdravkovic, 1999).

Metoden deler et material inn i små elementer, og hvert element tildeles et antall noder. Antallet noder vil så bestemme antall likningssystemer som må løses. Dersom man utfører beregninger i 2D vil hver node ha to frihetsgrader (x- og y-retning), mens de i 3D vil ha tre (x-, y- og z-retning).

Et program basert på elementmetoden er Plaxis. Programmet deler jord og konstruksjonselementer inn i elementer og baseres på en 2D eller 3D kontinuumsmodell. Prinsippene er de samme uavhengig av om man benytter 2D eller 3D varianten av programmet. Plaxis bestemmer hvordan elementene skal oppføre seg ved hjelp av et sett med interne spenningspunkter. Videre integreres egenskapene i hvert spenningspunkt opp, og vil da styre hvordan elementet skal oppføre seg med tanke på stivhet og styrke. Volumstivheten til elementene inngår også i beregningene. I praksis blir denne elastisk for spuntanalyser i Plaxis, og beregnes ut fra spesifiserte jordmoduler og effektivspenningsnivå (Kavli, 2008). I jordmodellen kan man også redusere friksjonen og kohesjonen i grenseflaten mellom jord og spunt, sammenlignet med friksjonsvinkelen og kohesjonen i jorda, ved å angi en R-verdi ($R_{\text{inter-value}}$) (Brinkgreve et al., 2013b). I Plaxis kan man modellere endringer i jordas egenskaper i alle retninger, dette er en stor fordel i forhold til enklere program som GeoSuite, hvor man bare kan modellere endring av jordas egenskaper vertikalt.

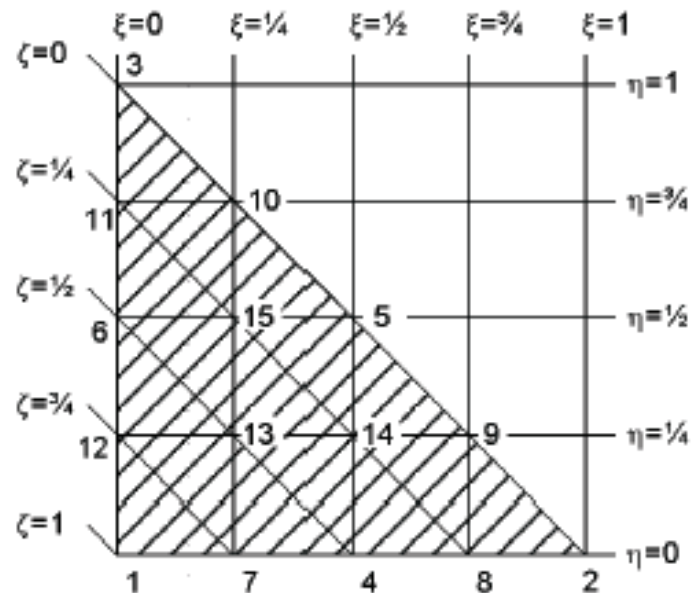
Spenningspunktets oppførsel defineres gjennom en materialmodell hvor brukeren legger inn materialparametere. For spuntproblemer er jordmodellene Mohr Coulomb (MC) og Hardening Soil (HS) mest aktuelle (Kavli, 2008).

3.4.2.1 Elementer



Figur 3-4 - Illustrasjon av henholdsvis interface/plateelement og volumelement brukt i Plaxis 3D (Brinkgreve et al., 2013c)

I Plaxis generer man et nett (mesh). I forbindelse med genereringen kan man gjøre en rekke valg, men som standard for Plaxis 3D vil et jordvolum bli inndelt i 10-nodede tetraedriske elementer som vist i Figur 3-4 (Brinkgreve et al., 2013c). For Plaxis 2D er det standard med 15-noders elementer, som vist i Figur 3-5.



Figur 3-5 - Jordelement fra Plaxis 2D med 15 noder (Brinkgreve et al., 2013c)

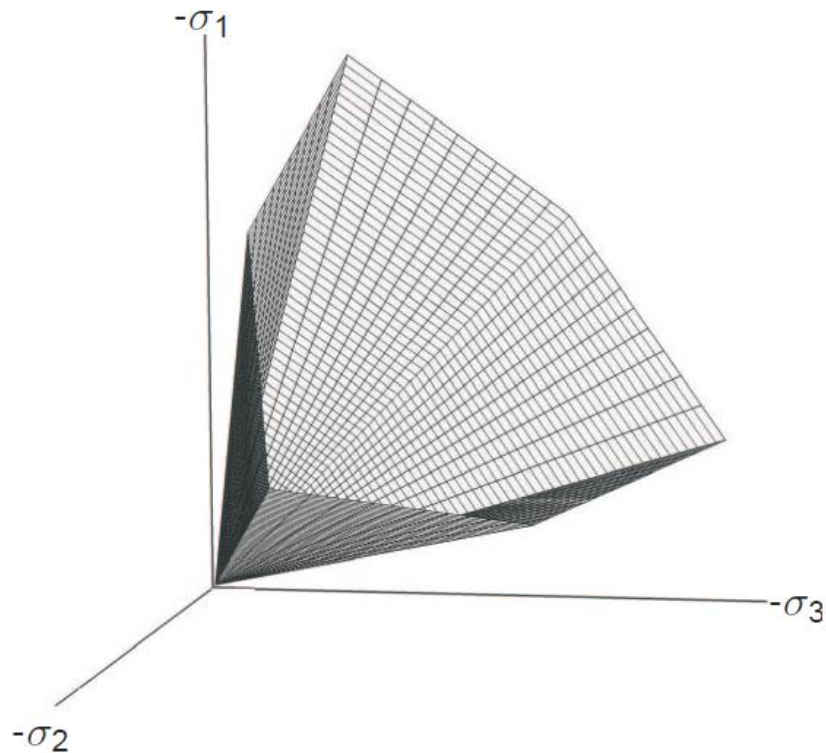
3.4.2.2 Jordparametere og jordmodell

I realiteten er jordas stivhet avhengig av spenningsnivå, spenningssti og tøyning. For å ta hensyn til alle disse forholdene, må man bruke en avansert jordmodell (Brinkgreve et al., 2013b). Tidligere var det vanlig at man i forbindelse med geoteknisk prosjektering hadde gode data for styrkeparametre, men lite eller ingen info om stivhet. I en slik situasjon er det dermed ingen vits i å bruke avanserte spenning-tøyning modeller. Behovet var da en jordmodell som ikke krever mange stivhetsparametere (Schanz et al., 1999). Dagens praksis i forbindelse med geoteknisk prosjektering gir langt bedre muligheter for å få gode stivhetsparametre. Dermed kan man velge mer fritt bland jordmodeller. Gode stivhetsparametre er noe man er avhengig av for å kunne beregne deformasjoner for bruksgrensetilstanden så nøyaktig som mulig. Da man står mer fritt i valget av jordmodell ved dagens praksis, er det i større grad hvilken problemstilling man arbeider med som avgjør behovet for jordmodell.

Den mest kjente og mest brukte jordmodellen for karakterisering av styrke til jord er Mohr-Coulomb (Nordal, 2014). Mohr-Coulomb er en enkel og velkjent lineært elastisk-perfekt plastisk modell. Den brukes gjerne for å gjøre tidlige overslagsberegninger, når man har lite informasjon om jordparametere (Brinkgreve et al., 2013b).

Den lineært elastiske delen av modellen er basert på Hookes lov om isotrop elastisitet, mens den perfekt plastiske delen er basert på Mohr-Coulomb bruddkriterium. For å kunne bestemme når plastiske tøyninger oppstår, har man en flyteflate definert av en flytefunksjon. Denne er vist i Figur 3-6. Definisjonen av en perfekt plastisk modell, er en modell hvor flyteflaten er fast. Flyteflaten defineres av modellparametre, og påvirkes ikke av plastiske tøyninger. For spenningstilstander representert av punkter inni flyteflaten er jordoppførselen rent elastisk og alle tøyninger er reversible (Brinkgreve et al., 2013b).

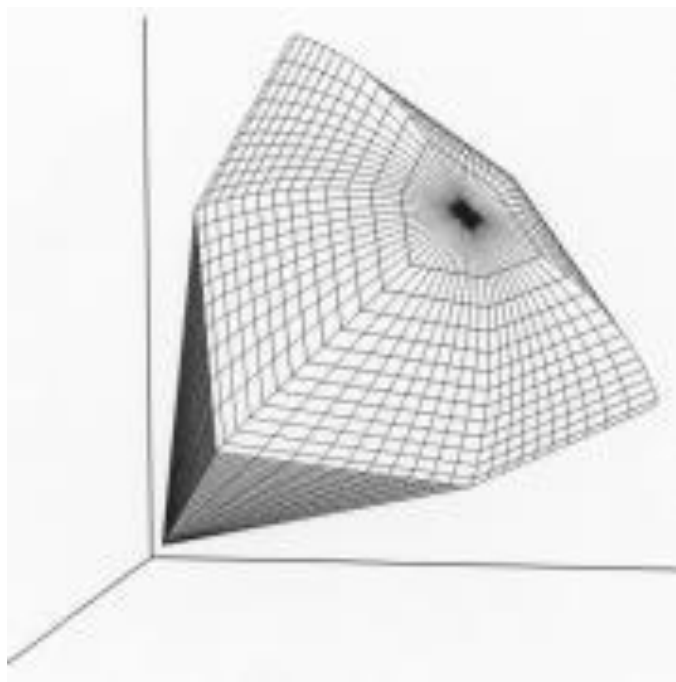
Ulempen med modellen er at den ikke skiller mellom pålastning og avlastning. Schanz et al. (1999) skriver at man i forbindelse med geoteknisk prosjektering ofte ønsker en modell som kan dette. Man må da vurdere å bruke en noe mer avansert jordmodell.



Figur 3-6 - Mohr-Coulomb flyteflate for $c=0$ (Brinkgreve et al., 2013b)

3.4.2.2.1 Hardening Soil

De to mest brukte jordmodellene er Mohr-Coulomb (MC) og Hardening Soil (HS). Enkelheten til MC-modellen gjør det mulig å utføre raske og enkle beregninger, men den tar ikke høyde for typisk jordoppførsel som spenningsavhengig stivhet og irreversible tøyninger fra isotrop herding (hardening). Dette er essensielle aspekter som er dekket av den mer avanserte HS-modellen (Herold & Wolffersdorff, 2009).

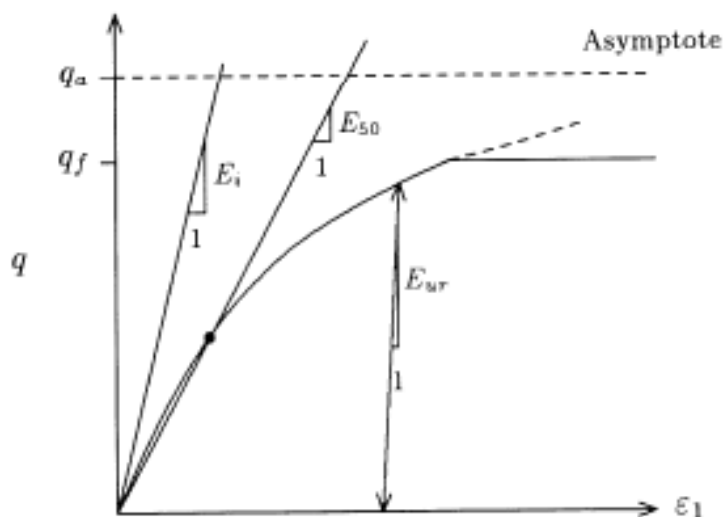


Figur 3-7 - Illustrasjon av flyteflate for hardening soil (Brinkgreve, Engin, & Swolfs, 2013b)

Modellen Hardening soil er basert på isotrop herding. I motsetning til en elastisk perfekt plastisk modell, vil flyteflaten da utvide seg som følge av plastisk tøyning. I forhold til den elastisk-perfekt plastiske modellen Mohr-Coulomb skiller HS-modellen mellom første gangs pålastning og avlasting-pålastning (Brinkgreve et al., 2013b).

Hardening soil jordmodell er basert på en spenningsavhengig stivhet. Plastiske tøyninger er beregnet ved hjelp av et tredimensjonalt flytekriterium (se Figur 3-7). Modellens flytekriterium består av to plastiske flyteflater - en kjegle og et «lokk».

Kjeglen er beskrevet av Coulombkriteriet, hvor mobilisert friksjon, $\tan \rho$, er brukt i stedet for bruddverdien $\tan \phi$. Kjeglen vil gradvis utvides mot brudd, og gir dermed plastiske tøyninger kontrollert av den mobiliserte friksjonen $\tan \rho$. Økningen i plastiske tøyninger kan beskrives med en hyperbol, se Figur 3-8. Ved avlastning vil kjeglen stå i sin ytterste posisjon, og området innenfor blir elastisk.



Figur 3-8 - Hyperbol som beskriver utvidelsen av kjeGLE i Hardening Soil jordmodell (Schanz, Vermeer, & Bonnier, 1999)

I modellen har man også et såkalt «lokk». Posisjonen til dette lokket er bestemt av prekonsolideringsspenningen. Ved pålastning vil jordas oppførsel endre seg når man når dette lokket, siden man da når prekonsolideringsspenningen. Dersom man forsetter å laste på over prekonsolideringsspenningen, vil lokket flytte seg utover og man får plastiske volumtøyninger som en konsekvens av dette. Denne jordoppførselen sammenfaller godt med ødometertester hvor man har en stiv oppførsel i det overkonsoliderte området og en mindre stiv oppførsel når man går forbi prekonsolideringsspenningen og kommer over i normalkonsolidert område. Vi vil aldri gå utenfor lokket, da lokket vil utvides tilsvarende økning spenningstilstanden. I normalkonsolidert område er jordmaterialets stivet gitt av parameteren E_{oed}^{ref} (Nordal 2014).

I jordmodellen skiller man mellom to typer herding (hardening) – skjærherding og herding fra komprimering. Skjærherding er her brukt for å modellere irreversible tøyninger som kommer av primær deviatorisk pålastning, mens herding grunnet kompresjon er brukt for å modellere plastiske tøyninger som kommer fra primær kompresjon som ødometer-pålastning og isotrop pålastning (Schanz et al., 1999).

Ved avlasting/pålastning blir jordmaterialets stivhet håndtert av elastisitetsparameterne E og ν . Når disse parameterne beskriver avlasting - pålastning benevnes de E_{ur}^{ref} og ν_{ur} (ur = unloading – reloading). E_{ur}^{ref} er ofte i størrelsesorden $4E_{50}^{ref}$. E_{50}^{ref} er jordas stivhet ved

pålastning til 50% av bruddlast, en parameter som ofte er brukt for å beskrive jordas stivhet. v_{ur} blir ofte satt til å være liten, siden det er en avlasting (Nordal, 2014).

Dilatans er forbundet med utviklingen av plastiske tøyninger. I Hardening Soil-modellen er dilatansparameteren bare forbundet med kjeglen, og ikke lokket. De plastiske skjærtøyningene som utvikles når kjeglen utvides, er gjennom dilatansvinkelen, Ψ , forbundet med de plastiske volumtøyningene. Modellen er formulert slik at dilatansen varierer med mobiliseringsgraden. Dilatansen øker ved økt mobilisering og blir lik input-verdien ved brudd. Dersom man oppgir negative dilatansvinkler, kan dette føre til numeriske og konseptuelle vanskeligheter (Nordal, 2014).

Plaxismodellen er kalibrert for en løst lagret sand, da man hadde mye data tilgjengelig for dette materialet. Til forskjell fra elastisk – perfekt plastiske modeller (som for eksempel Mohr-Coulomb), kan flyteflaten (flytekriteriet) utvides ved plastisk tøyning (Schanz et al., 1999). Modellen er videreutviklet for bruk på andre typer jord (Nordal, 2014).

3.4.2.3 HardeningSoilSmall (HSsmall)

Jordmodellen Hardening soil tar ikke hensyn til jordens stive oppførsel ved små tøyninger. Selv for problemstillinger som er dominert av større tøyninger, kan den stive oppførselen ved små tøyninger spille en viktig rolle. Det er også kjent at vanlige jordmodeller overestimerer heving ved utgraving, samt at de underestimerer setningsgradienten bak utgravninger og over tunneler (Herold & Wolffersdorff, 2009). Det har derfor kommet en jordmodell som er kalt Hardening Soil Small (HSsmall).

Jordmodellen Hardening Soil Small (HSsmall) er basert på hardening soil, og bruker nesten akkurat de samme parameterne. Det er bare to ekstra parametere som er nødvendig for å beskrive stivheten ved små tøyninger, skjærmodulen ved små tøyninger G_0^{ref} og skjærtøyningsnivået for G lik 70% av G_0^{ref} , $\gamma_{0,7}$ (Herold & Wolffersdorff, 2009).

HSsmall-modellen kan dermed brukes til å øke stivheten ved lav tøyning for å unngå for mye svelling i gravegropa eller for mye forskyvninger fra fjernt omgivende terreng. HSsmall vurderes derfor som svært aktuell for spuntanalyser (Kavli, 2008). Herold and Wolffersdorff (2009) kommenterer at utgiftene til å bestemme materialparameterne for HSsmall-modellen er lave sammenlignet med økningen i kvaliteten på beregningsresultatene.

3.4.2.4 3D-analyser

Lars Grande skriver i (1998) at 3D-analyser fremdeles er svært tunge å bruke, og at en analyse kan kreve lang regnetid. Samtidig er det slik at begrensningene for numeriske analyser i forhold til regnekapasitet reduseres hver dag. Dette muliggjør studier av stadig mer komplekse problemer. Det har imidlertid skjedd mye siden Grandes uttalelse i 1998. 3D-analyser kan fremdeles være tunge, men regnekapasitet og brukergrensesnitt er betraktelig forbedret. Elementmetodeprogrammet Plaxis har fått nytt og mye forbedret brukergrensesnitt (Kavli, 2008). Etter Kalvis uttalelse har Plaxis lansert enda en ny versjon, Anniversary Edition. Med dette er brukergrensesnittet ytterligere forbedret.

Kavli (2008) skriver at 3D analyser fremdeles er svært tunge å bruke, en analyse kan derfor kreve lang regnetid. Han poengterer derfor viktigheten med en grundig gjennomarbeidet modell før analysene starter. I forhold til anvendelighet påpeker han også at det kan være vanskelig å plukke ut de resultatene man trenger fra analysene, og spesielt at det kan være vanskelig å kvalitetssikre resultatene fra komplekse modeller. 3D-analyser beskrives videre som mest nyttig til å studere mer lokale problemstillinger rundt en gravegrop, i forhold til å modellere et stort komplekst prosjekt.

Mange vil kunne tenke at Plaxis 3D er det beste verktøyet, da det kan analysere flest effekter. Men det er da verdt å ta med seg at det ikke nødvendigvis alltid er det mest egnede programmet. I mange tilfeller kan enklere program være mer effektive til å beregne de problemer de er laget for å analysere (Kavli, 2008).

DEL 2

Case-oppgave

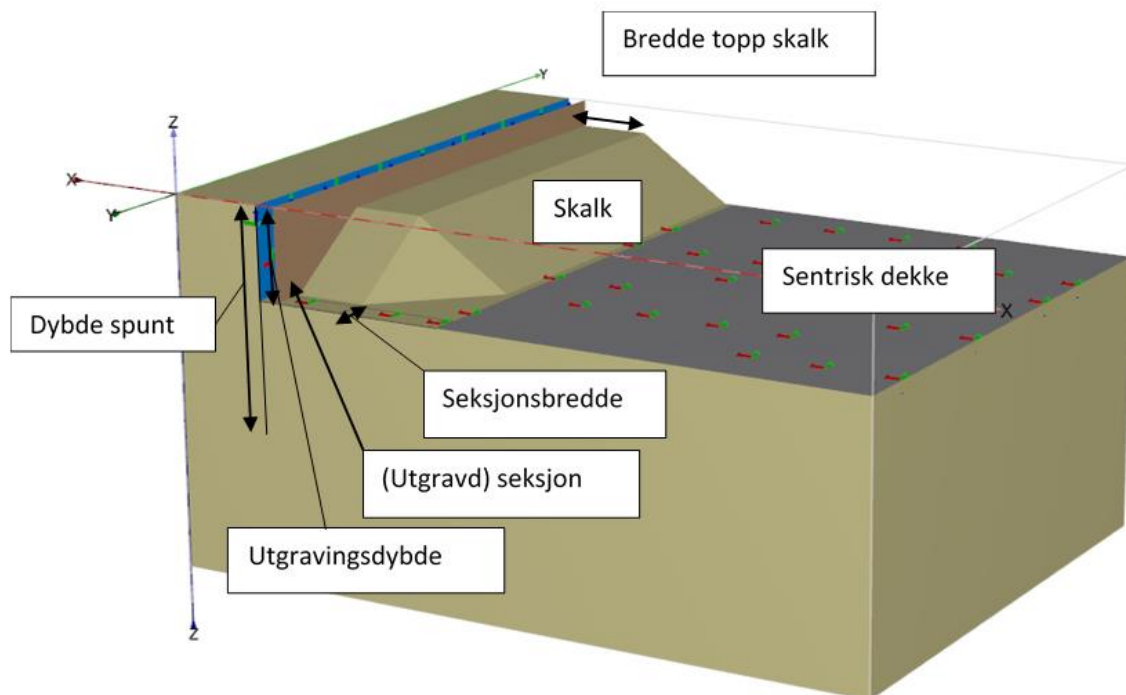
Beregningsmodell og resultater

4 INTRO CASE-OPPGAVE

I forbindelse med denne oppgaven er det utført beregninger for en modell av seksjonsvis utgraving. En beskrivelse av hvordan modellen er bygd opp er gitt i kapittel 5, og resultatene er presentert i kapittel 0.

Det er utført beregninger for en 3D-modell, samt 2D-beregninger for to snitt gjennom 3D-modellen. Temaene beskrevet i kapitlet om beregningsmodellens oppbygning dekker oppbygning av modell, herunder randbetingelser, inndeling i elementer, grunnvann samt modellering av jord og konstruksjonselementer.

I forbindelse med presentasjon av modellen er det brukt noen begreper for å beskrive deler av modellen. Disse er vist i Figur 4-1. Merk at det modelleres et symmetriplan i xz-planet. Betongdekket midt i byggegropa utvides inn mot spuntveggen ettersom seksjonene graves ut.



Figur 4-1 - Definisjon av begreper brukt i forbindelse med presentasjon av beregningsmodell og resultater

5 BEREGNINGSMODELL

5.1 GEOMETRI

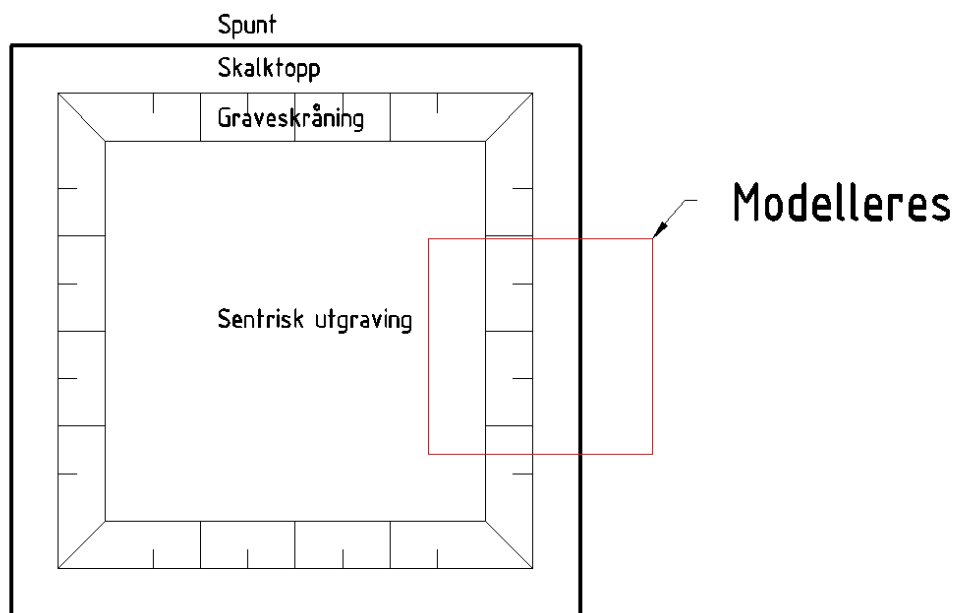
Problemstillingen med seksjonsvis utgraving lar seg ikke enkelt beregne i to dimensjoner.

Det er derfor en typisk problemstilling som er aktuell for dagens

elementmetodeprogrammer som håndterer tre dimensjoner, som for eksempel Plaxis 3D.

For å få en effektiv regnemodell som ikke krever uforholdsmessig lang regnetid samtidig som man får en tilstrekkelig fin elementinndeling, er det valgt å modellere en del av spuntveggen.

Figur 5-1 viser delen som modelleres. Det er valgt å ikke modellere hjørneeffekter, da man kan anta at krefter og deformasjoner her vil være mindre enn langs spuntens langsider. Man har da en regnemodell som også vil være relevant for byggegroper hvor man kun har ei side med oppstøtting. Som ytterligere forenkling modelleres et symmetriplan midt i modellen.

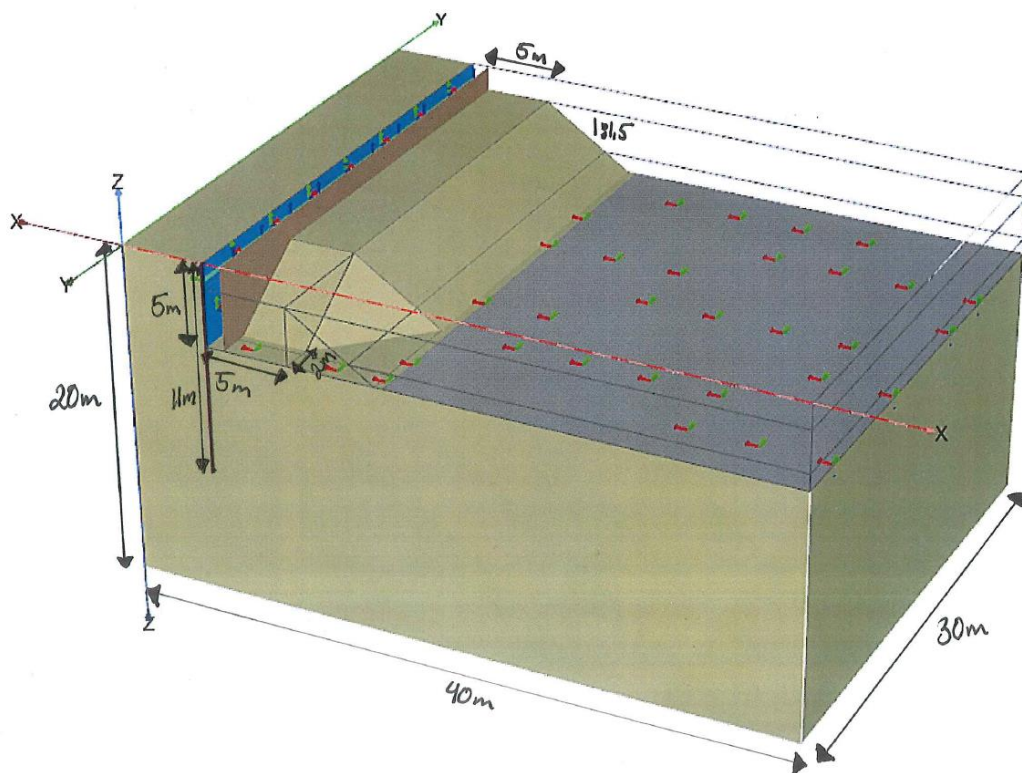


Figur 5-1 - Oversiktstegning som viser modellert del av byggegrop

Det er valgt å lage en basismodell, med dimensjoner beskrevet i Tabell 5-1. Basismodellen er vist i Figur 5-2. Symmetriplanet ligger i xz-planet.

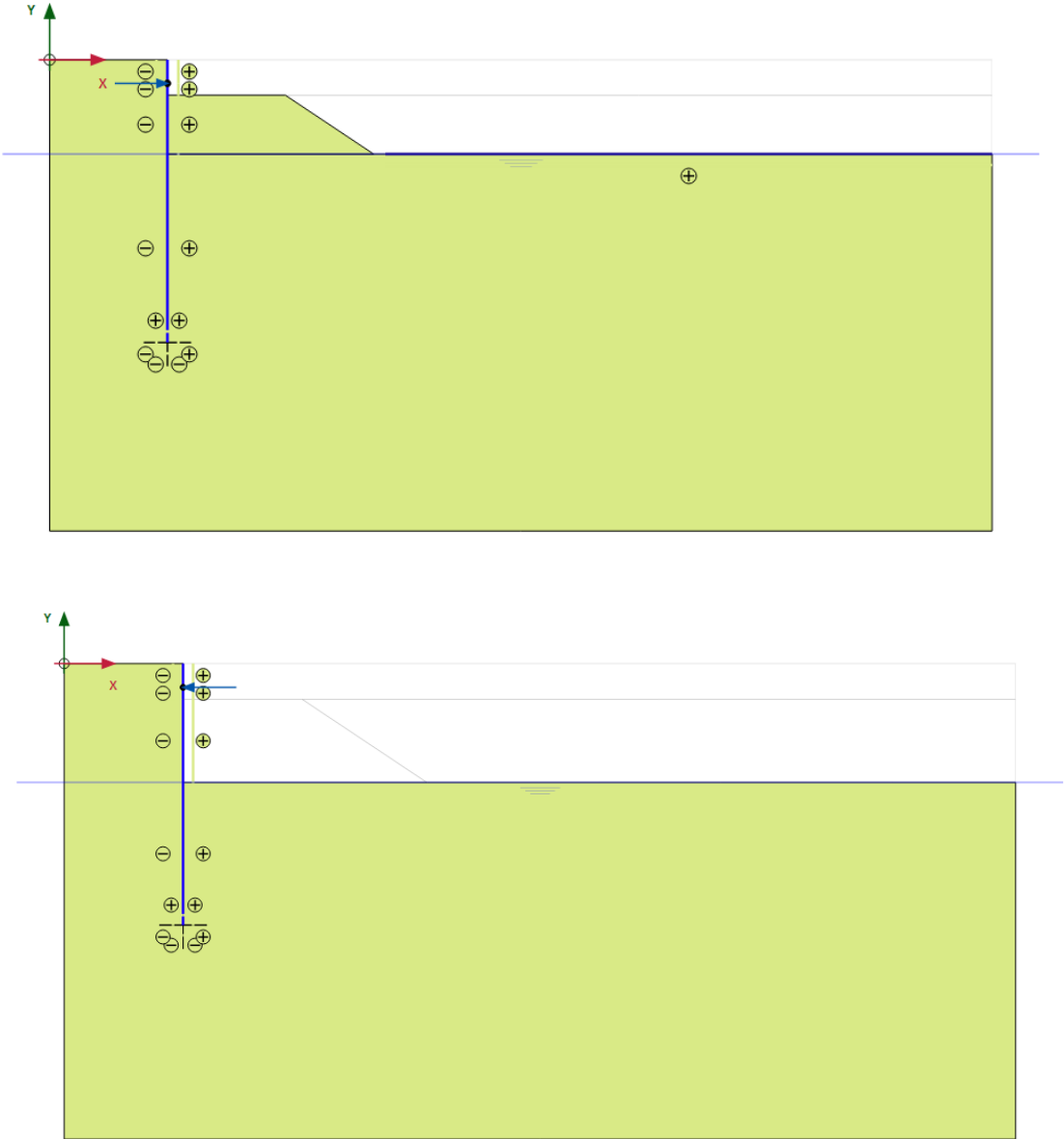
Tabell 5-1 - Dimensjoner FEM-modell

| | Verdi | Enhet |
|--|-------|-------|
| Dybde spunt | 11 | m |
| Utgravingsdybde | 5 | m |
| Forgraving - før installasjon av pute | 1,5 | m |
| Avstand pute – topp spunt | 1 | m |
| | | |
| Seksjonsbredde | 4 | m |
| Bredde topp skalk | 5 | m |

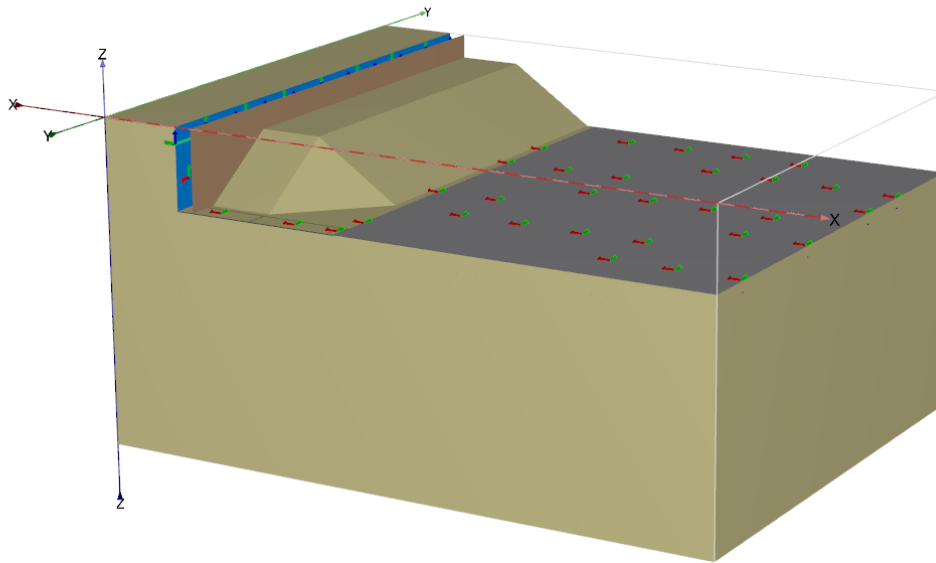


Figur 5-2 – Basismodell

Denne basismodellen verifiseres mot 2D beregninger. Videre vil forskjellige faktorer i modellen varieres for å se hvilke utslag dette gir. I basismodellen og i variasjonene som gjøres er det valgt å bruke parametere for jord, spunt og pute som ofte er i bruk i byggeprosjekter.



Figur 5-3 - 2D snitt av basismodellen



Figur 5-4 –Modellen med første seksjon utgravd

5.2 RANDBETINGELSER

I Plaxis settes det automatisk inn et sett grensebetingelser. For jordmaterialet er bunnen av modellen ($z = -20$ m) låst for bevegelse i alle retninger, mens toppen av modellen ($z = 0$ m) kan bevege seg fritt i alle retninger. Planet langs x- og z-aksen (symmetriplanet) er låst for bevegelse i y-retning. Planet langs y- og z-aksen (bak spunten) er låst for bevegelse i x-retning. Med andre ord er symmetriplanet og planet bak spunten låst for bevegelse normalt på planet. De to sistnevnte grensebetingelsene gjelder også for plan som er parallell til akseplanene. Dersom man ønsker andre grensebetingelser enn de som settes inn automatisk i Plaxis 3D 2013 (Brinkgreve et al., 2013c), må man sette inn forhåndsbestemt deformasjon (prescribed displacement). Dette har ikke vært nødvendig for å få modellen til å regne realistisk.

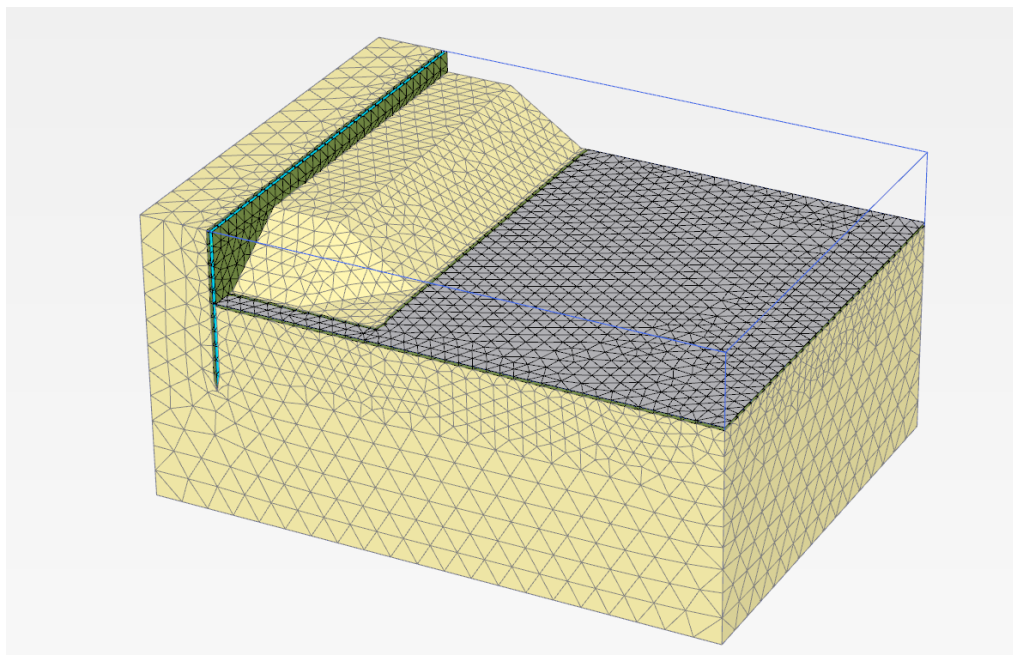
Det må også bestemmes grensebetingelser for konstruksjonselementene, altså spunt, pute og betongdekket. Konstruksjonselementer kan bevege seg fritt uten grensebetingelser så lenge de ikke er i kontakt med symmetriplanet, der de er fastholdt både normalt på symmetriplanet og for rotasjoner i selve symmetriplanet. Dette vil være gjeldende for toppen av spunten i modellen. Konstruksjonselementer som har en vertikal grense mot modellens y_{\min} og y_{\max} plan (symmetriplanet og planet parallellt med dette), vil være låst for

rotasjon om x- og z-aksen. Dette gjelder alle konstruksjonselementer i modellen. I symmetriplanet vil dette gi en realistisk deformasjon, da spunt og pute ikke vil kunne rotere om vertikalaksen, og tilsvarende for betongdekket. Betongdekket vil også grense mot modellens x_{\max} -plan, og her vil det være låst for rotasjon om y- og z-aksen.

5.3 INNDELING I ELEMENTER

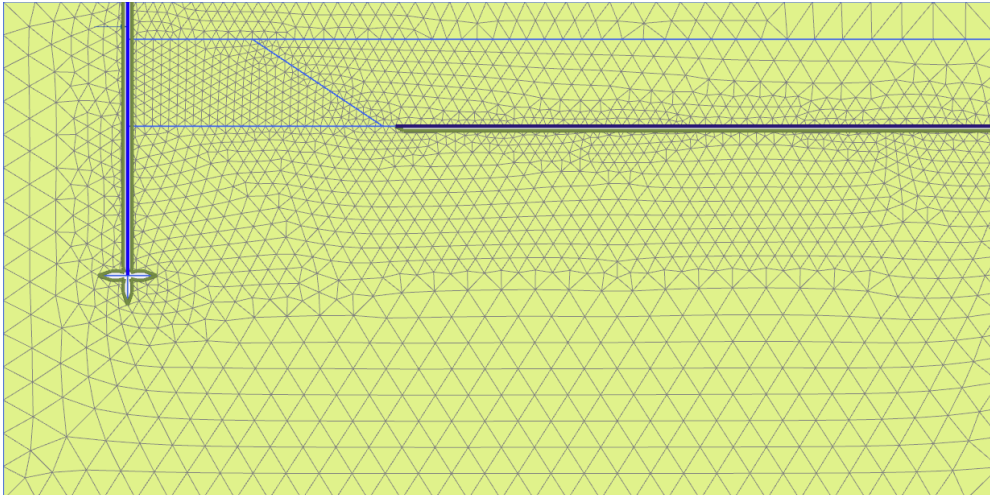
Plaxis gir mulighet for fem grader av tetthet på elementinndelingen (mesh). Dette strekker seg fra veldig grovt til veldig fint. Man kan også velge deler av modellen som man ønsker modellert med et tettere nett.

Ved 3D-modellering er det valgt å benytte «fint nett», altså den nest fineste inndelingen. Dette for å få et nøyaktig resultat som mulig uten at regnetiden blir uforholdsmessig lang. Da det er i skalken det skjer mest deformasjoner og jordmaterialets styrke mobiliseres mest, er det valgt å sette grovhetsfaktoren i skalken til 0,5. Skalken vil da modelleres med et finere nett enn resten av modellen. Ved inndeling i fint mesh får modellen omtrent 70 000 elementer og 100 000 noder. Dersom man genererer et ekstra fint mesh, vil man få 180 000 elementer og 250 000 noder. Dette vil dermed øke regnetiden vesentlig. Beregningsmodell med «fint nett» er vist i Figur 5-5.



Figur 5-5 – Modellen inndelt i 70 000 elementer

For 2D-beregningene er det benyttet ekstra fint nett, da regnetiden her ikke var noe problem. Beregningsmodell i 2D med «ekstra fint nett» er vist i Figur 5-6. Å modellere samme nett som 3D-modellen er vanskelig, da et 2D-snitt i utgangspunktet har en liten «tykkelse». Det ble derfor prioritert å heller modellere et 2D-snitt gav best mulig nøyaktighet.



Figur 5-6 - 2D-modellen inndelt i 4000 elementer

5.4 GRUNNVANN

Det er valgt å sette grunnvannstand i bunn av byggegropa. Dette med bakgrunn i at man ikke ønsket at grunnvannet skulle ha innvirkning på resultatene.

5.5 JORDMODELL

Det er valgt å bruke modellen Hardening Soil i forbindelse med modellering av dette problemet. Hovedargumentet for dette er at det er ønskelig å bruke en modell som det kan være aktuelt å bruke ved senere beregninger for lignende byggeprosjekter.

I litteraturen (Kavli, 2008) anbefales det å bruke HS-small i forbindelse med støttekonstruksjoner. Det er imidlertid slik at den viktigste årsaken til å ta i bruk HS-small er for å kunne beregne setninger langt unna spunten mer nøyaktig. For akkurat disse

setningene vil man med Hardening Soil modellen få for store setninger. Da setninger langt unna spunten er ikke en problemstilling som vurderes i forbindelse med denne beregningsmodellen, er det valgt Hardening Soil for å ikke innføre flere parametere som kan varieres.

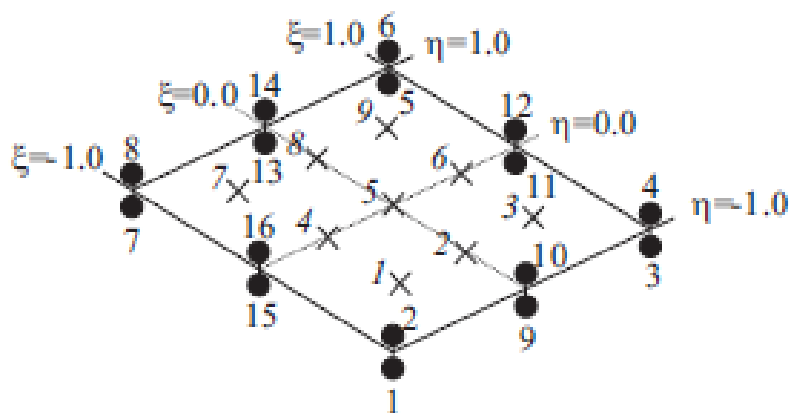
Materialparameterne som skal oppgis ved bruk av HS-modellen er oppgitt i Tabell 5-2.

Tabell 5-2 – Jordparametre for jordmodellen Hardening Soil

| Parameter | | Benevning | Definisjon |
|-------------------------------|---|-----------------|--|
| γ_{unsat} | Romvekt, umettet materiale | kN/m^3 | Last pr volum |
| γ_{sat} | Romvekt, mettet materiale | kN/m^3 | |
| E_{50}^{ref} | E-modul ved 50% pålastning av bruddlast | kN/m^2 | Stivhet ved primær pålastning til 50% av bruddlast |
| $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ | Ødometerstivhet | kN/m^2 | Stivhet fra ødometertest (=M) |
| $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ | Modul ved avlasting/pålastning | kN/m^2 | Stivhet ved avlasting pålastning |
| m | Spenningssekspont | | |
| c'_{ref} | Kohesjon | kN/m^2 | Intermolekylær attraksjon |
| ϕ' | Friksjonsvinkel | ° | Intern friksjonsvinkel i finkornet jord |
| ψ | Dilatansvinkel | ° | Volumendring ved skjær |
| ν'_{ur} | Poissons ratio | | Endring i tøyning vinkelrett på lasten |
| R_{inter} | Styrkereduksjonsfaktor for grenseflate | | Reduserer styrken til grenseflaten i forhold til jorda omkring |

5.6 GRENSESNITT-ELEMENTER

Langs spuntvegg og bunnplate må det angis en grenseflate (interface) for at samvirket mellom jord og konstruksjon skal modelleres mest mulig korrekt. Grenseflaten består av grenseflateelementer, og tar hånd om den relative bevegelsen mellom jord og konstruksjon. Dersom denne grenseflaten ikke angis, vil jord og konstruksjon ikke kunne bevege seg relativt hverandre.



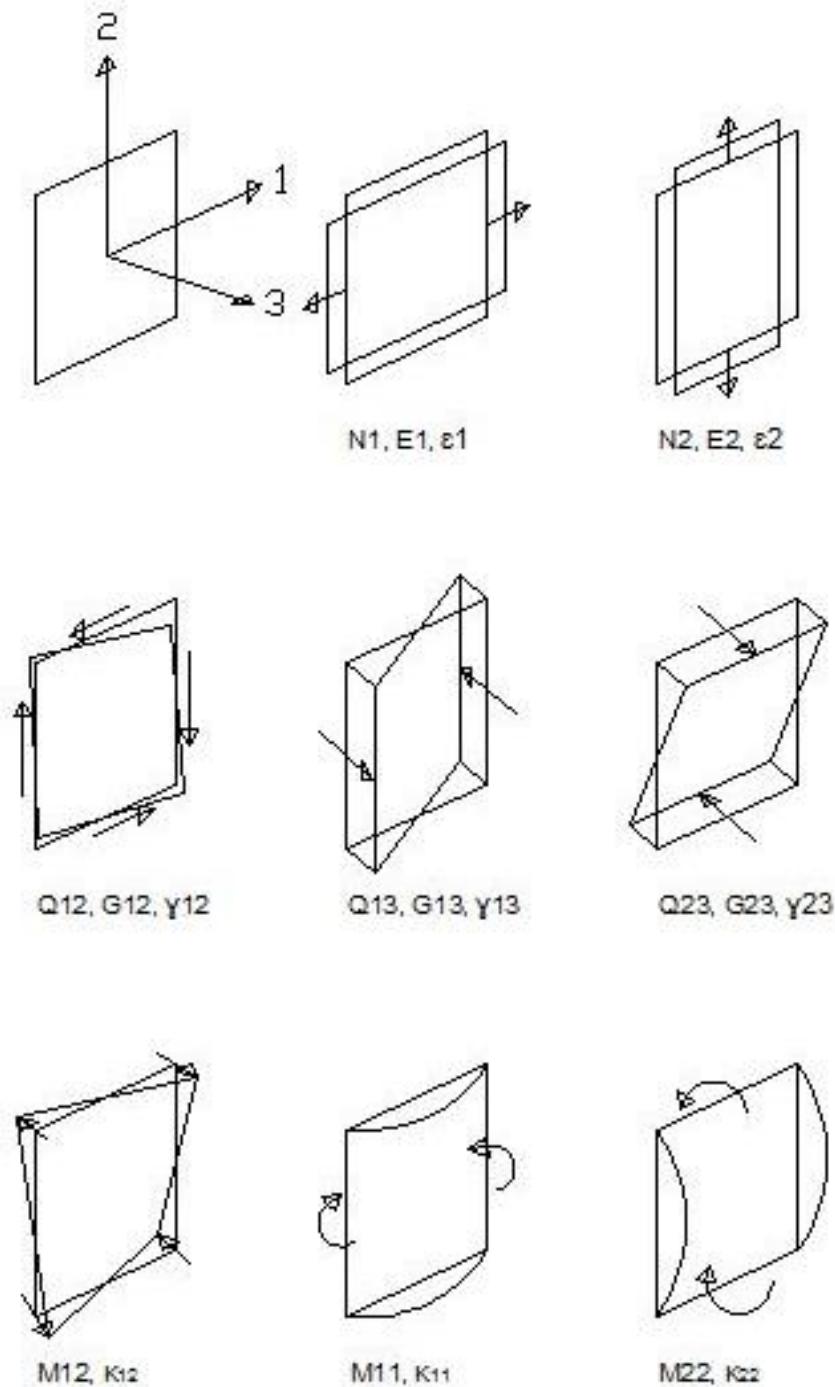
Figur 5-7 – Grenseflateelement med nodepar fra Plaxis 2D (Brinkgreve, Engin, & Swolfs, 2013c)

Et 16-noders grenseflateelement fra Plaxis 2D er vist i Figur 5-7. Når man bruker grenseflater vil PLAXIS lage elementer som har nodepar i stedet for single noder. Den ene noden sitter på konstruksjonselementet, mens den andre sitter på jordelementet. Avstanden mellom de to nodene er null. I Plaxis 3D modelleres grenseflateelementene med 12 noder, men prinsippene er de samme som i 2D.

Ved modellering, kan man velge at grenseflateelementenes egenskaper skal hentes fra den nærliggende jorda. Da grenseflaten er mindre stiv og mer bøyelig enn jorda rundt, kan man modellere dette ved å angi en R_{inter} -verdi for jordmaterialet. Denne verdien fører til at jordmaterialet får redusert styrke og stivhet i grenseflaten (Brinkgreve, Engin, & Swolfs, 2013d). Stivhetsreduksjonen er vesentlig større enn reduksjonen i styrke.

Grenseflaten har en virtuell tykkelse, som er en imaginær dimensjon brukt for å definere materialeegenskapene til grenseflaten. Dersom man øker den virtuelle tykkelsen, vil man få mer elastiske deformasjoner. Da det er ikke ønskelig med mye elastiske deformasjoner, settes den virtuelle tykkelsen til en liten verdi. Plaxis setter automatisk den virtuelle tykkelsen til 0,1, noe som er fornuftig med mindre grenseflaten utsettes for store normalspenninger (Brinkgreve et al., 2013d).

5.7 SPUNT



Figur 5-8 – Definisjon av akser, krefter og stivheter for plateelementer, etter Brinkgreve et al. (2013a)

Spuntveggen modelleres av plateelementer. Da man ikke kan modellere spuntveggs fulle «korrugerte geometri», vil man måtte gjøre tilpasninger mellom spuntveggs egenskaper og den modellerte plata for å få en oppførsel som er så realistisk som mulig.

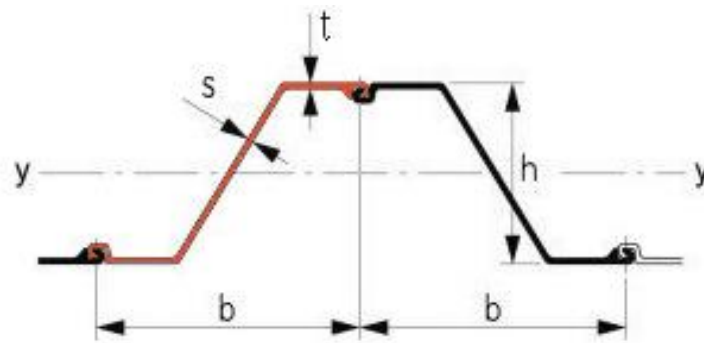
Spuntveggen vil ha forskjellige egenskaper horisontalt og vertikalt, så må platen ha anisotrope egenskaper. Utfordringen ligger i å overføre de anisotrope egenskapene til spuntveggen til et plateelement med isotropisk geometri, men anisotrope styrkeegenskaper (Persson & Sigström, 2010). Inputparametere for lineært elastisk anisotrop plate i Plaxis 2D og 3D er gitt i henholdsvis Tabell 5-3 og Tabell 5-4. For akseretninger, se Figur 5-8.

Tabell 5-3 – Inputparametere for plate i Plaxis 2D

| Parameter | | Benevning | Definisjon |
|-----------------|---------------------|----------------------|---|
| EA ₁ | Aksialstivhet | kN/m | Stivhet mot tøyning i plateplanet |
| EA ₂ | Aksialstivhet | kN/m | Stivhet mot tøyning ut av plateplanet |
| EI | Bøyestivhet | kN m ² /m | Stivhet mot bøyning |
| v | Poissons tall | | |
| d | Ekvivalent tykkelse | m | Arealet av platen i et snitt per 1 m bredde |
| w | Tetthet | kN/m/m | Materialets vekt |

Tabell 5-4 – Inputparametere for anisotrop plate i Plaxis 3D

| Parameter | | Benevning | Definisjon |
|-----------------|---------------------|-----------|---|
| d | Ekvivalent tykkelse | m | Arealet av platen i et snitt per 1 m bredde |
| E ₁ | E-modul | kPa | Stivhetsmodul for elastisitet |
| E ₂ | | kPa | |
| G ₁₂ | Skjærmodul | kPa | Stivhetsmodul for skjær |
| G ₁₃ | | kPa | |
| G ₂₃ | | kPa | |



Figur 5-9 – Definisjon av størrelser for Z-spunt

I tabeller fra spuntprodusenter (f.eks(ArcelorMittal, 2010)), er vekt, dimensjoner og motstandsmoment, w_x , eller treghetsmoment I_y oppgitt.

Manualen til Plaxis (Brinkgreve et al., 2013b) beskriver modellering av spuntvegg som plate. Ekvivalent tykkelse d settes lik høyden h i Figur 5-9. Dermed modelleres en plate som er vesentlig tykkere enn tykkelsen på stålet i spunten. Styrkeegenskapene til denne plata må derfor tilpasses dette.

Densiteten beregnes fra formelen:

$$\gamma = \frac{A \cdot \gamma_{stål}}{d} \quad (4)$$

Hvor: A = tverrsnittsareal [m^2]

$\gamma_{stål}$ = romvekt stål [kN/m^3]

d = ekvivalent tykkelse

5.7.1 Stivhet om andreaksen

Youngs modul (stivheten) E_1 og skjærmodulen G_{13} kan beregnes ved hjelp av oppgitt informasjon fra spuntprodusent med formel (5) og (6).

$$E_1 = \frac{12 \cdot E_{\text{stål}} \cdot I_1}{d^3} \quad (5)$$

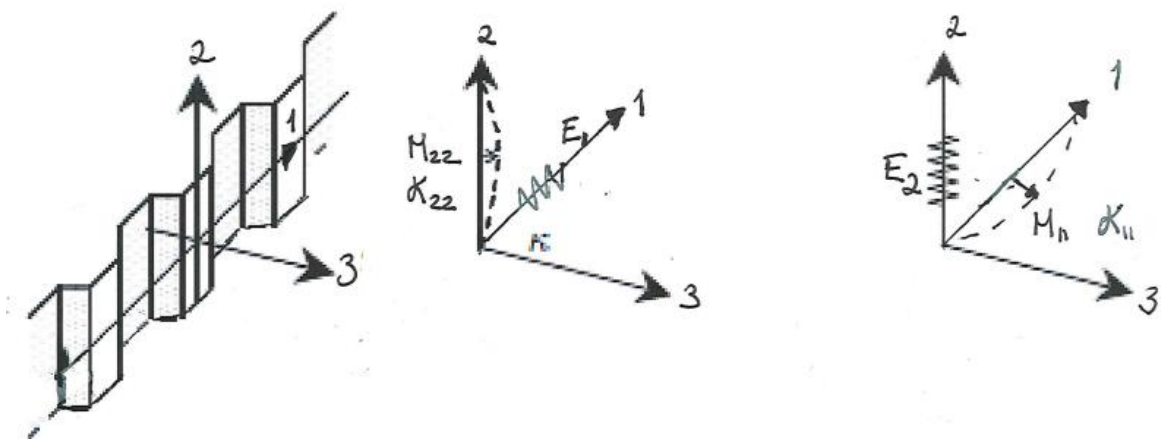
$$G_{13} = \frac{E_{\text{stål}} \cdot A_{13}}{2 \cdot (1 + \nu_{\text{stål}}) \cdot d^3} \quad (6)$$

| | |
|---------------------------|---|
| Hvor: $E_{\text{stål}} =$ | Youngs modul for stål (= $2,1 \cdot 10^8$ kN/m ³) |
| $I_1 =$ | Annet arealmoment om andreaksen (se ligning (7)) |
| $A_{13} =$ | Areal som er effektivt for skjærdeformasjon (se ligning (8)) |
| $\nu_{\text{stål}} =$ | Tverrkontraksjonstall stål |

Annet arealmoment om førsteaksen er gitt:

$$I_1 = w \cdot \frac{d}{2} \quad (7)$$

I følge (Brinkgreve et al., 2013a) er arealet som er effektivt mot skjærdeformasjon (A_{13}) i vertikal retning omtrent 1/3 av det totale tverrsnittsarealet.



Figur 5-10 – Spunt med akser

$$A_{13} \approx \frac{1}{3} A \quad (8)$$

5.7.2 Stivhet om førsteaksen

Når man gjør beregninger i 2D er disse parameterne ikke interessante, men i 3D blir det viktig å få med veggens stivhet også i lengderetningen, definert av E_2 og G_{23} (Persson & Sigström, 2010). I følge Plaxis' brukermanual (Brinkgreve et al., 2013a) er disse gitt

$$E_2 = \frac{12 \cdot E_{stål} \cdot I_2}{d^3} \quad (9)$$

$$G_{23} = \frac{E_{stål} \cdot A_{23}}{2 \cdot (1 + \nu) \cdot d} \quad (10)$$

Arealet som er effektivt mot skjærdeformasjon i horisontal retning, A_{23} , er omtrent 1/10 av det totale tverrsnittsarealet, A , ifølge Plaxis' brukermanual.

$$A_{23} \approx \frac{1}{10} A \quad (11)$$

I følge Plaxis' brukermanual kan det antas at motstandsmomentet om 1.akse er omtrent 1/20 av motstandsmomentet om 2.akse. Denne antagelsen er svært usikker, da dette avhenger av samspillet mellom to spuntnåler. Persson and Sigström (2010) har studert forskjellige måter å beregne motandsmoment om førsteaksen, I_2 , og sammenlignet dette med beregninger av utbøyning gjort med Plaxis 2D samt målte verdier i felt. I følge deres beregninger er et det mest realistisk å beregne I_2 slik:

$$I_2 = \frac{1}{7533} I_1 \quad (12)$$

5.7.3 Torsjonsstivhet

Skjærstivheten i planet er definert (Brinkgreve et al., 2013b):

$$G_{12} = \frac{6 \cdot E_{stål} \cdot I_{12}}{(1 + \nu) \cdot d^3} \quad (13)$$

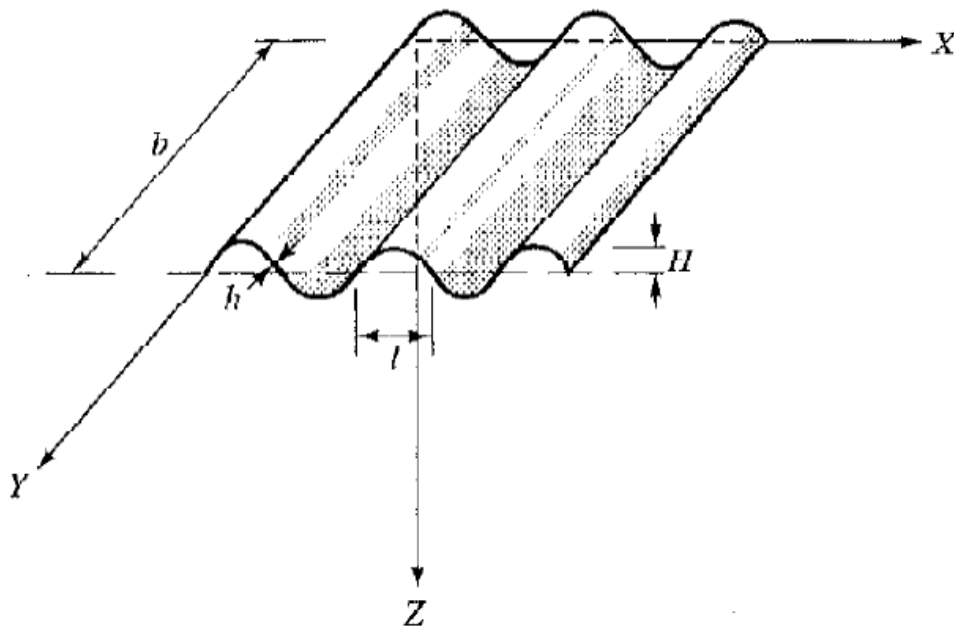
Persson and Sigström (2010) beskriver en metode for bestemmelse av I_{12} , beskrevet av Szilard and Wiley (2004) i «Theories and application of plate analysis». Metoden baserer seg på bestemmelse av I_{12} for en sinusformet plate, og vil derfor ikke være helt nøyaktig, siden

spunten ikke har denne formen. Det er likevel det nærmeste man kommer en teoretisk bestemmelse av denne parameteren.

$$I_{12} = \frac{S}{l} \cdot \frac{h^3}{6 \cdot (1 - \nu)} \quad (14)$$

Parameterne som inngår i formelen er vist i Figur 5-11, samt at størrelsen S er gitt:

$$S = l \cdot \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot H^2}{4 \cdot l^2}\right) \quad (15)$$



Figur 5-11 – Korrugert sinusformet plate med definisjon av størrelser (Szilard & Wiley, 2004)

Som nevnt vil ikke denne tilnærmingen være helt korrekt. Persson and Sigström (2010) har derfor gjort beregninger for en plate i PLAXIS 3D og sammenlignet den med 2D beregninger for snitt lagt både vertikalt og horisontalt. I 3D modellen har de så justert I_{12} , slik at deformasjonene for de to beregningene er like. Det viser seg at den mest realistiske tilnærmingen til annet arealmoment, I_{12} , er gitt:

$$I_{12} = \frac{I_1}{100} \quad (16)$$

Det er valgt å bruke den sistnevnte metoden i forbindelse med modelleringen, da denne har vært kontrollert mot reelle deformasjoner.

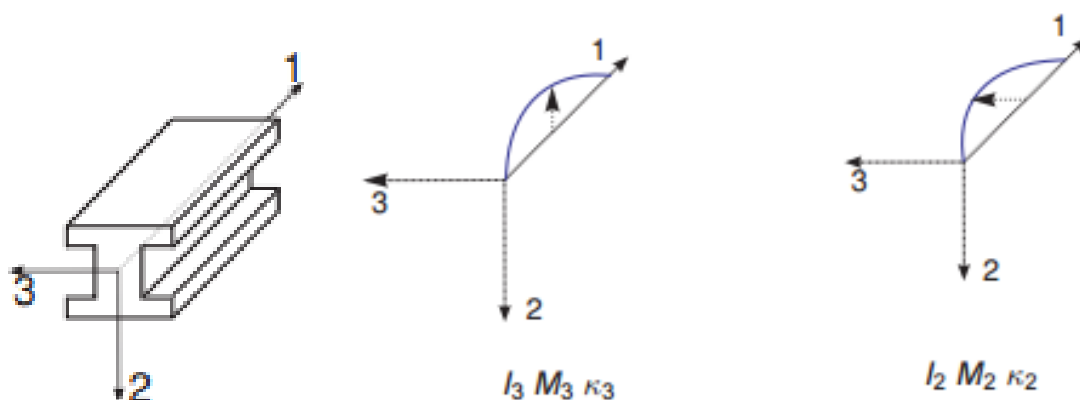
5.8 PUTE

Puten modelleres som lineært elastiske bjelker. For bjelkeelementer må parameterne som er gitt i Tabell 5-5 angis. Lokal akse for bjelkeelement og definisjon av bøyemomenter er gitt i Figur 5-12. Siden I-profilet legges horisontalt inntil spuntveggen, må parametrene som man får oppgitt fra spuntprodusent endres slik at dette stemmer. Dette innebærer at akse 2 og 3 må byttes slik at bjelken får de riktige egenskapene.

Tabell 5-5 – Inputparametere for pute

| Parameter | Benevning | Definisjon |
|-------------------|-----------|--|
| Tverrsnittsareal | A | M |
| Tyngdetetthet | γ | kN/m^3 |
| Youngs modul | E | kN/m^2 |
| Annet arealmoment | I_2 | m^4 |
| | I_3 | m^4 |
| | I_{23} | m^4 |
| | | Bøying på skrå (null for symmetriske bjelketverrsnitt) |

Da bjelkeelementene er modellert som lineært elastiske kan de aldri gå til brudd. Man må derfor i etterkant se på resultat av påførte krefter og sammenligne dette med bruddgrense og bruksgrense.



Figur 5-12 – Lokale akser og bøyemomenter for bjelkeelement hentet fra (Brinkgreve, Engin, & Swolfs, 2013a)

5.9 TOLKNING AV RESULTATER - MELLOMREGNING

Etter utførte beregninger hentes resultater ut fra Plaxis Output. For å kunne si noe om belastningen på puta, ble kreftene i horisontal retning hentet ut for alle faser med utgraving av seksjoner. Lastfordelingen [kN/m] i puta ble funnet ved å derivere skjærkreftene, V_{12} , etter formelen:

$$\frac{dV}{dx} = q(x) \quad (17)$$

Denne lastfordelingen ble plottet inn i sammen diagram som skjærkraft og moment. Den deriverte kurven ble noe hakket, grunnen inndelingen i elementer fra Plaxis. Da man ikke har tilstrekkelig med verdier for skjærkraften langs puta til å få en glatt kurve. Det ble derfor tilpasset en glatt kurve til den hakkede for å vise lastbildet tydeligere.

Figurene med moment, skjærkraft og lastfordeling er vist i kapittel 8.

6 BEREGNINGER - INPUT

I forbindelse med beregninger i Plaxis, er det en del data som må legges inn for de forskjellige elementene i modellen. I det følgende beskrives valgte verdier for beregning av input-parametere, samt verdiene som er brukt i beregningene. Formler brukt for beregning av verdier er gitt i kapittel 5.

Det er valgt en basismodell med sand som jordmateriale, spunttype AZ 17-700 og med en HE 300 B som pute. Det er valgt å bruke en spunt som går til 11m dybde. Det forgraves 1,5 m før puten etableres på 1m dybde. Seksjonsbredden er valgt til å være 4 m. Da betongdekket ikke kan etableres helt inntil graveskråning, vil seksjonsbredden på det første dekket være 3 m. Dette gir rom for å legge et armeringsnett som går utenfor dekket. Armeringsnettet vil da blir støpt inn i dekket ved neste seksjon og sikre at delene får godt samvirke.

6.1 JORDMATERIALE

Basismodellen er modellert med et sandmateriale, parameterne som er bruk er vist i Tabell 6-2. Verdiene er valgt med tanke på å modellere med et ofte forekommende sandmateriale. Materialparametervalget er basert på erfaring og erfaringsparametre fra Statens Vegvesens håndbok V220 (2014), Geoteknikk i vegbygging.

Tabell 6-1 – Inputdata for sand

| Parameter | Verdi | Benevning |
|-------------------------------|------------------|-------------------|
| γ_{unsat} | 17 | kN/m ³ |
| γ_{sat} | 20 | kN/m ³ |
| E_{50}^{ref} | $35 \cdot 10^3$ | kN/m ² |
| $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ | $35 \cdot 10^3$ | kN/m ² |
| $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ | $105 \cdot 10^3$ | kN/m ² |
| m | 0,5 | |
| c'_{ref} | 2 | kN/m ² |
| ϕ' | 33 | ° |
| ψ | 0 | ° |
| v (ny) | 0,25 | |
| R_{inter} | 0,7 | |

For å kunne se på effekten av materialvalg, er det også utført beregninger for et leiremateriale. Parameterne som er brukt er beskrevet i Tabell 6-2. Det ble brukt parametere for et ofte forekommende leirmateriale basert på erfaringsparametere og ets håndbok V220Vegvesen (2014).

Tabell 6-2 – Inputdata for leire

| Parameter | Verdi | Benevning |
|-------------------------------|--------|-------------------|
| γ_{unsat} | 16 | kN/m ³ |
| γ_{sat} | 20 | kN/m ³ |
| E_{50}^{ref} | 5000 | kN/m ² |
| $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ | 5000 | kN/m ² |
| $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ | 10 000 | kN/m ² |
| m | 0,5 | |
| c'_{ref} | 3 | kN/m ² |
| ϕ' | 25 | ° |
| ψ | 0 | ° |
| v (ny) | 0,2 | |
| R_{inter} | 0,7 | |

Det er valgt å sette dilatansvinkelen til 0°, siden man ønsker å studere de små deformasjonene. Jordmaterialet vil da være langt ifra brudd, og kornene vil derfor ikke begynne å gli i forhold til hverandre. Nordal (2014) skriver at siden dilatansvikelen bare er noen få grader, bruker man ofte å sette denne til 0 dersom man ikke har noe annet grunnlag for å bestemme denne mer presist.

6.2 KONSTRUKSJONSELEMENTER

Generelle verdier for stål er vist i Tabell 6-3.

Tabell 6-3 – Generelle egenskaper for stål

| Parameter | Verdi | Benevning |
|-----------|------------------|-------------------|
| | | |
| γ | 78,5 | kN/m ³ |
| E | $2,1 \cdot 10^8$ | kN/m ² |

6.2.1 Spunt

Tabell 6-4 – Inputverdier for spunt

| Parameter | AZ 12-700 | AZ 17-700 | AZ 26-700 | Benevning | Kommentar |
|-----------|------------------------|------------------------|------------------------|-------------------|-----------|
| | | | | | |
| A | 0,0123 | 0,0133 | 0,0187 | m ² | Pr m vegg |
| d | 0,314 | 0,42 | 0,46 | m | |
| γ | 3,075 | 2,485 | 3,1912 | kN/m ³ | |
| | | | | | |
| I_1 | $2,5114 \cdot 10^{-8}$ | $4,8227 \cdot 10^{-8}$ | $7,9384 \cdot 10^{-8}$ | m ⁴ | Pr m vegg |
| I_2 | $1,8985 \cdot 10^{-4}$ | $3,6330 \cdot 10^{-4}$ | $5,9800 \cdot 10^{-4}$ | m ⁴ | Pr m vegg |
| I_{12} | $3,6330 \cdot 10^{-6}$ | $3,6330 \cdot 10^{-6}$ | $3,6330 \cdot 10^{-6}$ | m ⁴ | Pr m vegg |
| | | | | | |
| E_1 | $2,0442 \cdot 10^3$ | $1,6400 \cdot 10^3$ | $2,0552 \cdot 10^3$ | kPa | |
| E_2 | $1,5399 \cdot 10^7$ | $1,2357 \cdot 10^7$ | $1,5482 \cdot 10^7$ | kPa | |
| | | | | | |
| G_{12} | $5,1330 \cdot 10^4$ | $6,1785 \cdot 10^4$ | $7,7410 \cdot 10^4$ | kN/m ² | |
| G_{13} | $4,1131 \cdot 10^5$ | $3,3250 \cdot 10^5$ | $4,2680 \cdot 10^5$ | kN/m ² | |
| G_{23} | $1,3710 \cdot 10^6$ | $1,1083 \cdot 10^6$ | $1,4228 \cdot 10^6$ | kN/m ² | |

Tabell 6-4 viser inputverdier for spunt. Definisjon av akser er vist i Figur 5-8.

For basismodellen er det valgt spunttype AZ 17-700. Det er også valgt å utføre beregninger for en stivere (AZ 26-700) og en mykere (AZ 12-700) spunttype. Data for denne spunten er

hentet fra ArcelorMittal (2010), samt at verdiene er beregnet med formler oppgitt i kapittel 5.6.

6.2.2 Pute

Tabell 6-5 – Inputdata for pute HE300B

| Parameter | Verdi | Benevning |
|----------------|-----------------------|----------------|
| | | |
| A | 0,015 | m ² |
| E | $2,1 \cdot 10^8$ | kPa |
| l ₂ | $2,517 \cdot 10^{-4}$ | m ⁴ |
| l ₃ | $8,563 \cdot 10^{-5}$ | m ⁴ |
| γ | 78,5 | |

Tabell 6-5 viser inputverdier for pute. For basistilfellet er det brukt en HE300B bjelke som pute, spesifikasjoner for denne er hentet fra Kynningsrud (2015). Puta er valgt med bakgrunn i ønsket om å arbeide med et ofte forekommende dimensjon.

6.3 DEKKE

Dekket som skal plasseres i bunnen av byggegropa modelleres med egenskaper ifølge Tabell 6-6. Det er tenkt at dekket armeres med et armeringsnett for å sikre godt samvirke mellom de forskjellige delene av dekket, siden alle deler vil ha herdet minst 1 dag før delen ved siden av støpes. Armeringsnettet vil også redusere faren for oppbøying. Verdiene er valgt på bakgrunn av erfaringsparametere.

Tabell 6-6 – Inputdata for betongdekke

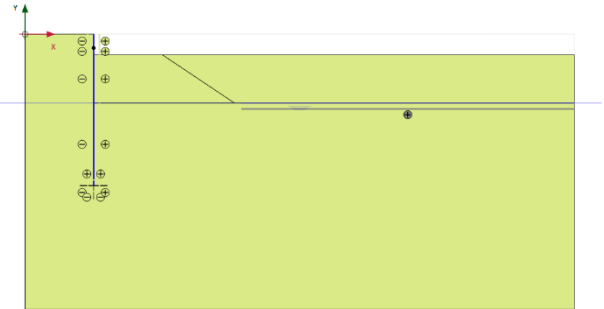


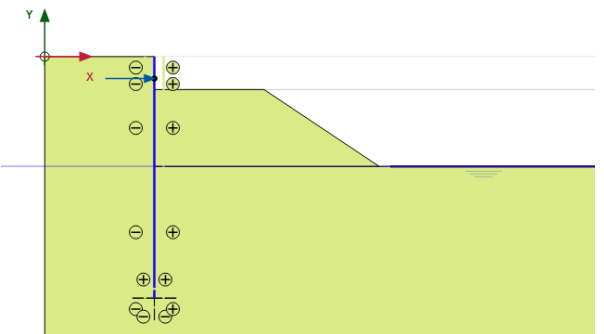
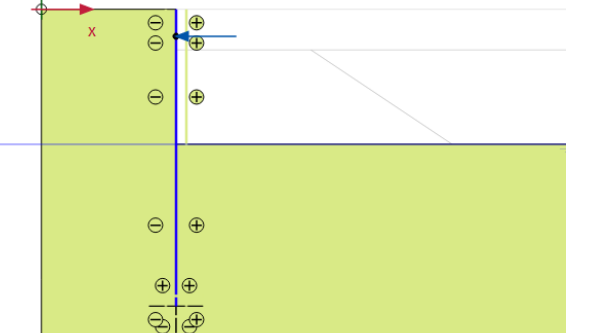
| Parameter | Verdi | Benevning |
|-----------|-------|-------------------|
| | | |
| D | 0,15 | M |
| γ | 24 | kN/m ³ |
| E | 30 | GPa |
| v | 0,2 | |

6.4 FASER I BEREGNINGEN

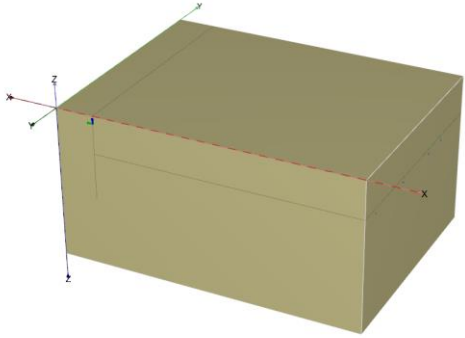
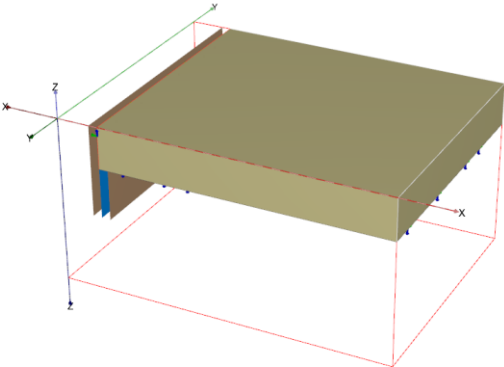
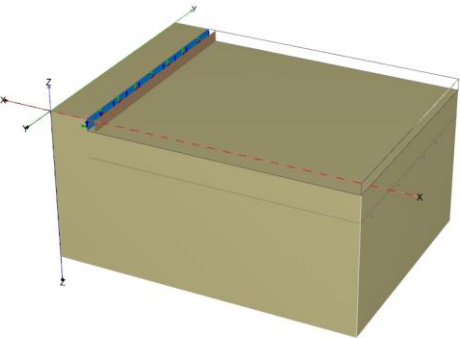
Etter at modellen er laget, må man lage konstruksjonsfaser (staged construction). Man starter da fra en startfase (initial phase), og videre aktiveres/deaktiveres jordvolumer, konstruksjonselementer og laster.

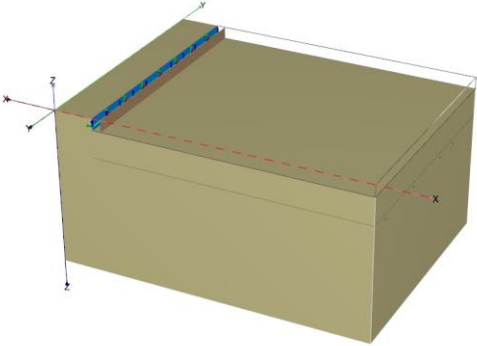
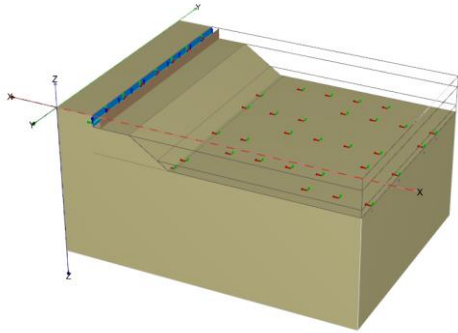
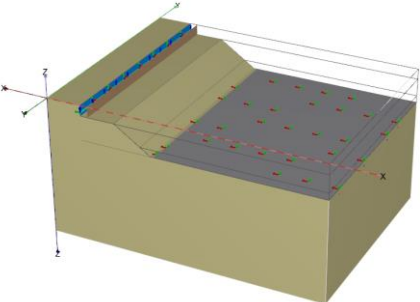
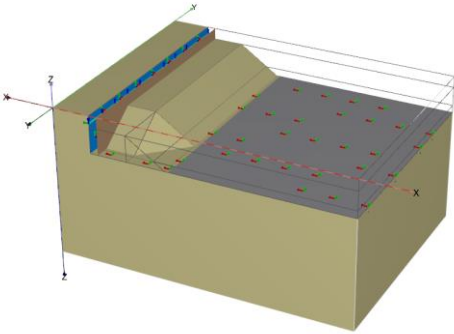
6.4.1 Faser for 2D-modell

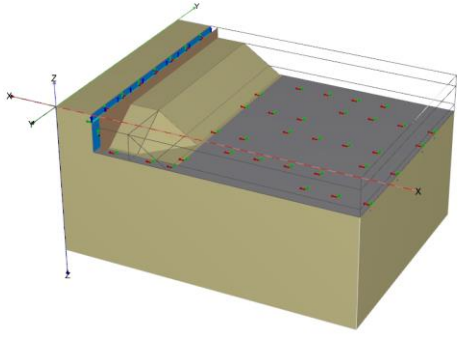
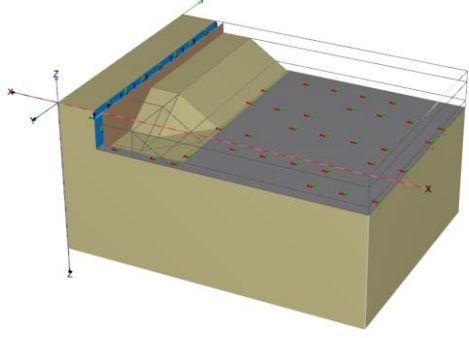
| Utsnitt av fase i beregningsmodell | Beskrivelse |
|------------------------------------|---|
| | <p>Fase 0: Startfase Alle jordvolum er aktivert, men ingen konstruksjonselementer eller laster</p> |
| | <p>Fase 1: Spunt etableres Alle jordvolum er aktivert, samt platen som modellerer spunten med grenseflater</p> |
| | <p>Fase 2: Forgraving Jordvolumet som dekker de øverste 1,5 m av byggegroppa deaktiveres</p> |

| | |
|---|---|
|  | <p>Fase 3: Pute etableres (I utgangspunktet ikke nødvendig å ha med, men tas med for å få samme faser i 2D- og 3D-modell) Lasten som skal simulere putelast aktiveres, men settes til 0.</p> |
|  | <p>Fase 4: Sentrisk utgraving Jordvolum midt i byggegropa deaktiveres for å modellere sentrisk utgraving. Det står igjen en skalk inn mot spuntveggen</p> |
|  | <p>Fase 5: Sentrisk dekke etableres Det aktiveres en plate i bunnen av sentrisk utgraving med grenseflate under. Platen har egenskapene til et betongdekke</p> |
|  | <p>Fase 6 – snitt 1: 1. seksjon graves ut Snittet representerer den gjenstående skalken, men som nå får en last fra puta med retning inn i byggegropa</p> |
|  | <p>Fase 6 – snitt 2: 1. seksjon graves ut Snittet representerer symmetriplanet. Skalken deaktiveres, og det settes på en last som skal simulere laster fra puta</p> |

6.4.2 Faser for 3D-modell

| Utsnitt av fase i beregningen | Beskrivelse |
|---|--|
|  | Fase 0: Startfase Alle jordvolum er aktivert, men ingen konstruksjonselementer eller laster |
|  | Fase 1: Spunt etableres Alle jordvolum er aktivert, samt platen som representerer spunten med grenseflater |
|  | Fase 2: Forgraving Jordvolumet som dekker de øverste 1,5 m av byggegrøpa deaktiveres |

| | |
|---|--|
|  | <p>Fase 3: Pute etableres Bjelkeelement aktiveres 1 m under spunttopp.</p> |
|  | <p>Fase 4: Sentrisk utgraving Jordvolum midt i byggegropa deaktiveres for å modellere sentrisk utgraving. Det står igjen en skalk inn mot spuntveggen</p> |
|  | <p>Fase 5: Sentrisk dekke etableres Det aktiveres en plate i bunnen av sentrisk utgraving aktiveres med grenseflate under. Platen har egenskapene til et betongdekke</p> |
|  | <p>Fase 6: 1. seksjon graves ut Jordvolum, lik første seksjon, av gjenstående skalk etter sentrisk utgraving deaktiveres. Dette volumet ligger inn mot symmetriplanet</p> |

| | |
|---|--|
|  | <p>Fase 7: Dekke etableres i 1.seksjon</p> <p>Det aktiveres en plate mellom det sentriske dekket og spunten. Plata har samme egenskaper som betongdekket og grenseflate under</p> |
|  | <p>Fase 8: 2.seksjon graves ut</p> <p>Enda en del av skalken deaktiveres for å modellere utgraving av neste seksjon</p> |

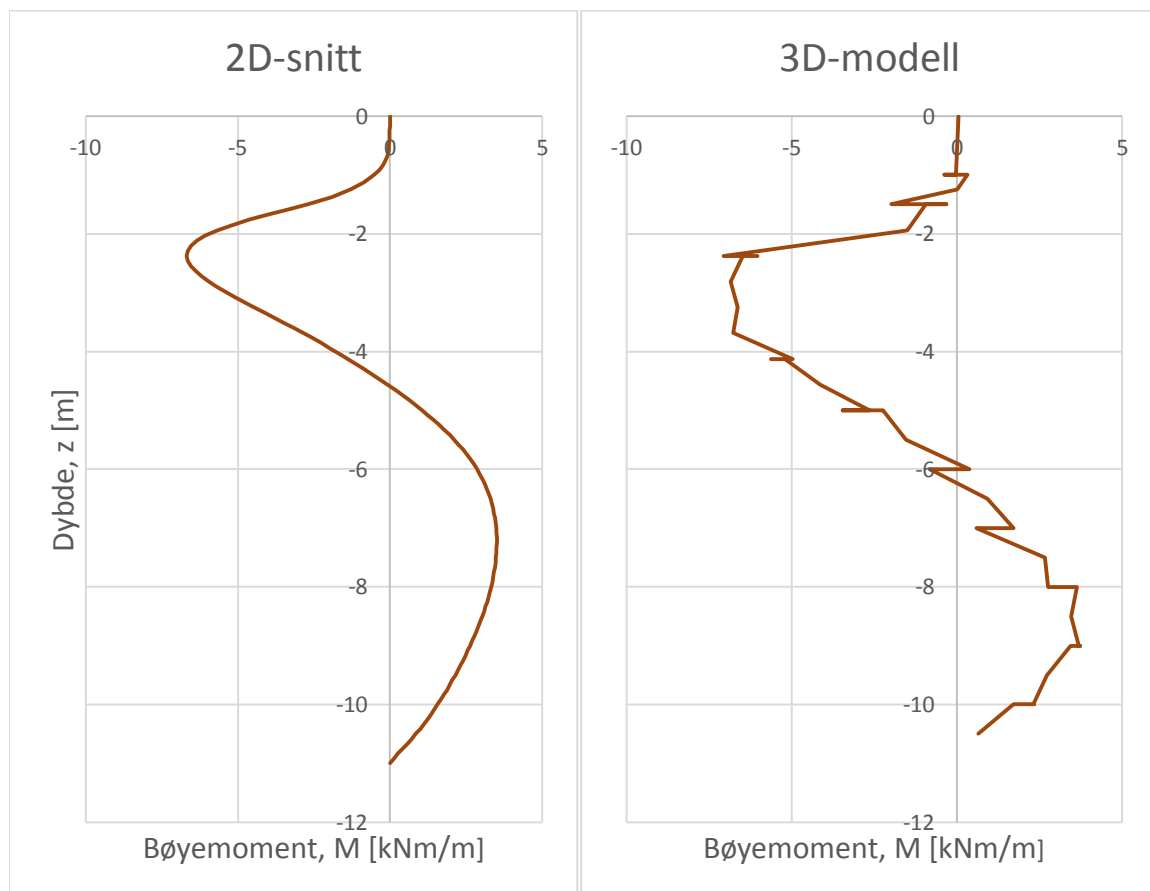
7 RESULTATER

7.1 VERIFISERING AV MODELL

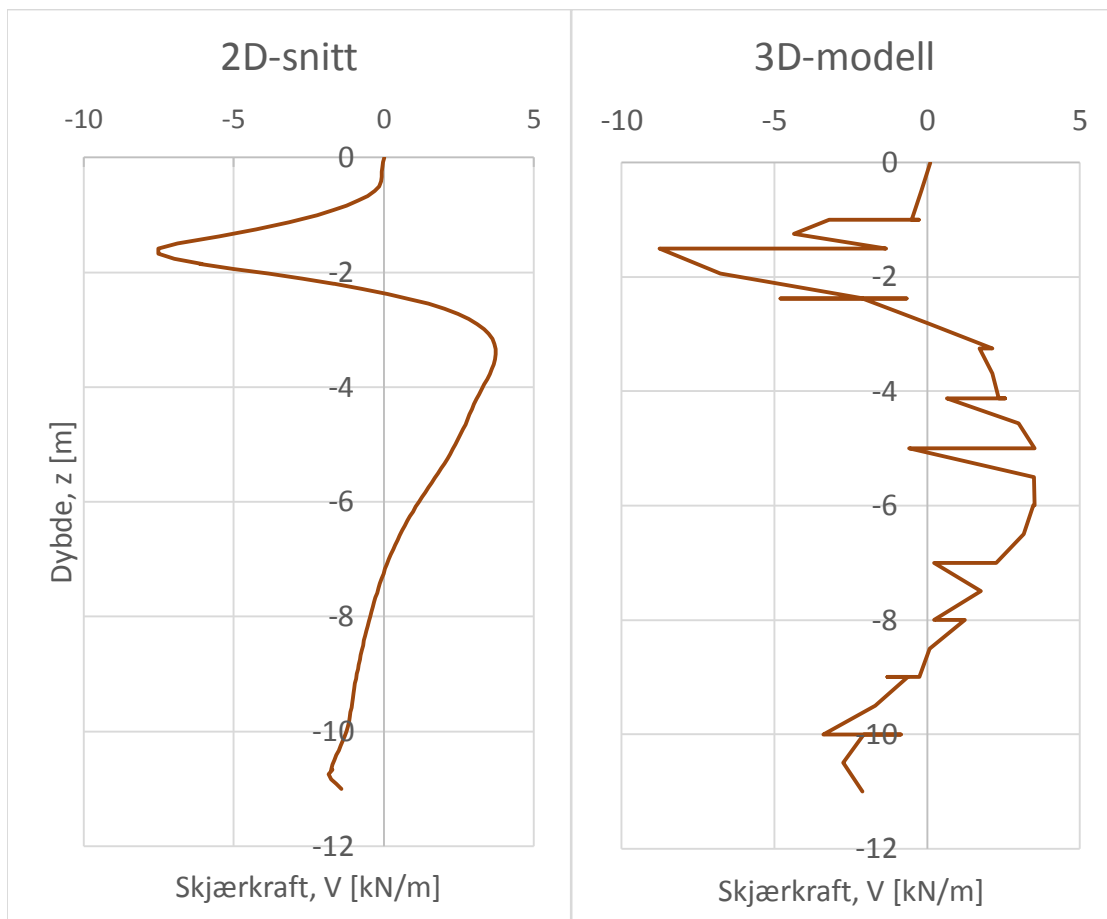
For kunne vurdere om 3D-modellen gir sannsynlige resultater, er det utført sammenligning av modellen mot 2D-snitt. Dette må gjøres for en fase av utgravingen hvor 3D effektene ikke er av betydning. Sammenligningen er derfor utført for fasen sentrisk utgraving, altså når spunten er etablert med pute og det er gravd ut i midten av byggegropa. Skalken langs spuntens innside er fremdeles intakt.

Bøyemoment og skjærkraft i spunten er sammenlignet. Da det er noe lengre mellom punktene hentet ut fra 3D-modellen, er grafene derfra ikke like glatte. Likevel kan form og verdier sammenlignes, og viser seg å stemme godt overens.

Fra 2D-snittet får man et maksimalt bøyemoment på 3,51 kNm/m, mens man får 3,73 kNm/m fra 3D-modellen.



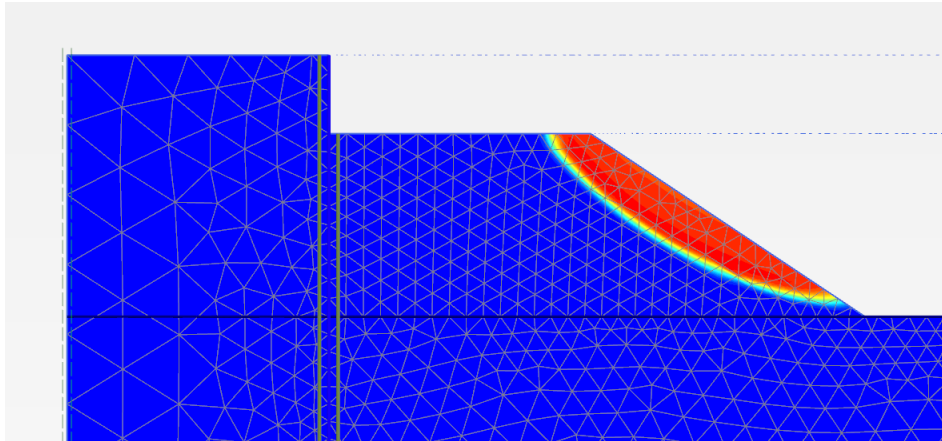
Figur 7-1 - Bøyemoment i spunt fra 2D- og 3D-modell



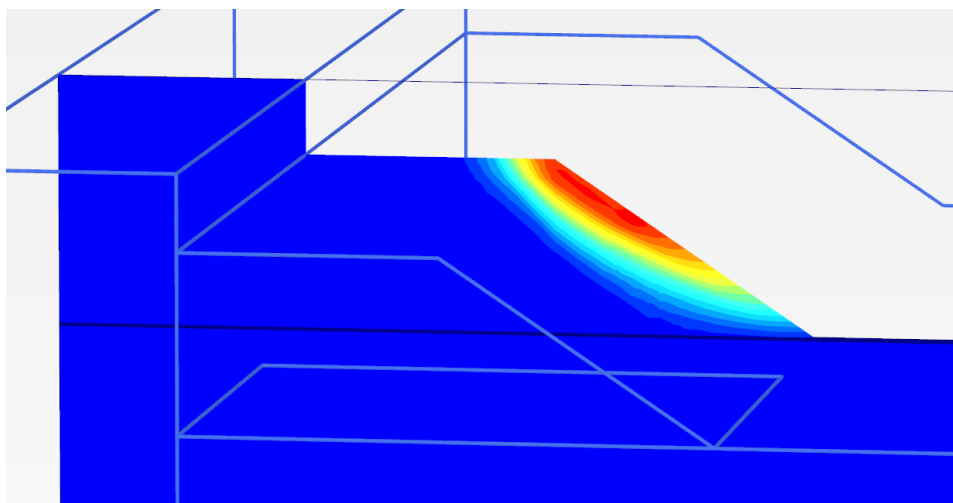
Figur 7-2 - Skjærkraft i spunten fra 2D- og 3D-modell

Sammenligning av skjærkraft i spunt er vist i Figur 7-2. Kurven som er hentet fra 3D-modellen er enda mer hakket, men fremdeles kan man se at den har samme form som kurven fra 2D-snittet. Maksverdien for skjærkraften er 3,72 kN/m i 2D-snittet mens den er 3,52 kN/m i 3D-modellen.

Kort oppsummert varierer bøyemoment og skjærkraft lite avhengig av om det er beregnet med 2D- eller 3D-modell for denne fasen/modellen.



Figur 7-3 - Total forskyvning etter sentrisk utgraving beregnet for 2D snitt



Figur 7-4 - Total forskyvning etter sentrisk utgraving beregnet for 3D-modell

Videre er det utført en sammenligning av sikkerhetsfaktor. Figur 7-3 og Figur 7-4 viser total forskyvning etter beregning av sikkerhetsfaktor. Ved beregning av sikkerhetsfaktor vil materialets styrkeegenskaper reduseres til man får et brudd. Siden sikkerhetsfaktoren baseres på en tilstand hvor jordmaterialet er mobilisert i større grad, vil man få plastisk deformasjon. Nøyaktigheten vil da ikke være like god som ved lineær jordoppførsel. 3D-modellen har færre noder pr element, samt at man ikke vil få alle nodene til et element inn i et snitt, noe som fører til at 3D-modellen har færre noder i et snitt enn man har i 2D-snittet. Avviket i sikkerhetsfaktor er derfor forventet.

7.2 3D-BEREGNINGER

7.2.1 Variasjoner av basismodell

I forbindelse med presentasjon og tolkning av resultatene, viste det seg at det var behov for å lage variasjoner av basismodellen. I flere tilfeller var dette for å understreke effekter som man så tendenser til i basismodellen. Det er derfor laget varianter hvor:

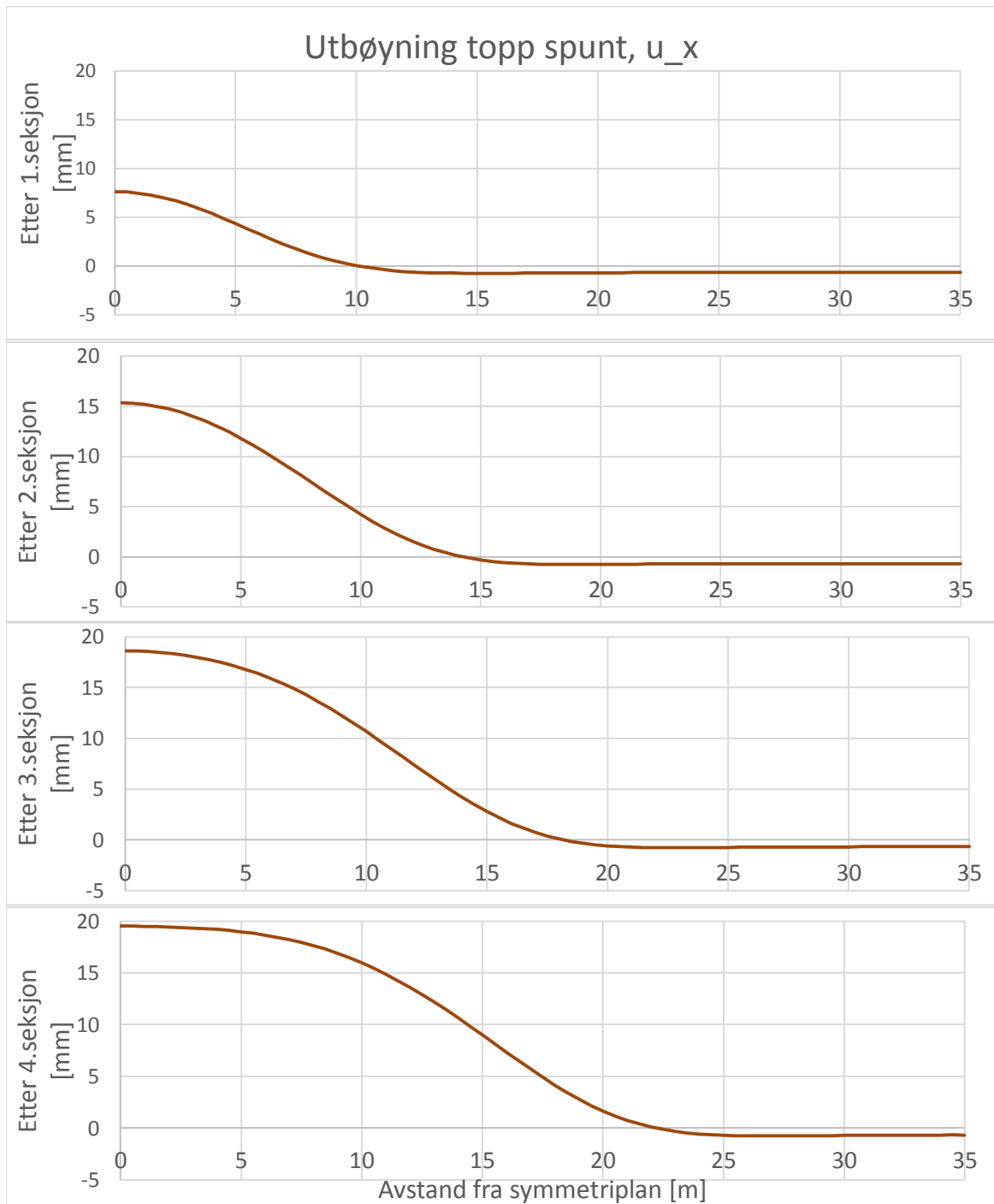
- Bredden er utvidet 5m og det graves ut 4 seksjoner
- Bredden er utvidet til 50m og det graves ut 7 seksjoner.
- Spunten er byttet ut med AZ 12-700
- Spunten er byttet ut med AZ 26-700
- Bredde topp skalk (normalt på spuntvegg) er redusert til 4m
- Jordmaterialet er byttet ut med et leiring drenert materiale

7.2.2 Utbøying topp spunt

I forbindelse med studier at utbøyingens utvikling ble studert, ble det oppdaget et behov for å se på mer enn 2 seksjoner. En modell med 4 seksjoner med bredde på 35 m ble derfor bygget. Horisontal utbøying av topp spunt i symmetriplanet etter hver seksjon av totalt fire seksjoner er vist i Figur 7-5.

Etter sentrisk utgraving har man en horisontal utbøying ut av byggegropa på 0,6mm. Dette skyldes avlastingen i byggegropa som gjør at bunnen av spunten presses inn. Da den horisontale utbøyingen lengst unna symmetriplanet fremdeles er på 0,6 mm etter at første seksjon er utgravd bekrefter at modellen er laget for en lang nok del av spuntlinja.

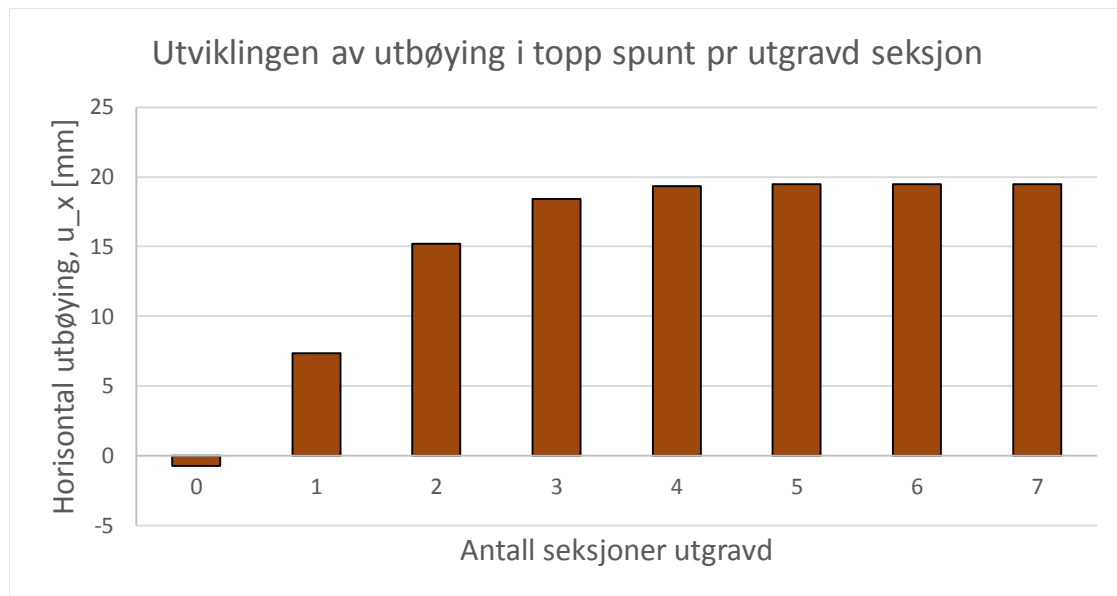
Utbøyingen i symmetriplanet øker forholdsvis mye etter at 1.seksjon er utgravd. Dette til tross for at det er støpt et betongdekke inntil spunten. Etter at 3.seksjon er utgravd øker utbøyingen i symmetriplanet noen millimeter, men er ikke nærheten av å dobles. Dette kommer sannynligvis av at man nå har en større kontaktflate mellom spunt og betongdekke, samt at det er lengre avstand til symmetriplanet (og utgravingen av den symmetriske seksjonen på motsatt side).



Figur 7-5 – Utbøyning i topp spunt for utgraving av 4 seksjoner

7.2.2.1 Mange seksjoner

I forbindelse med studier av beregningsmodellen med 4 seksjoner, så det ut til at den totale utbøyningen i symmetriplanet ville ende på ca. 20 mm. For å få bekreftet dette ble modellen ytterligere utvidet til 7 seksjoner og 50 m bredde.



Figur 7-6 - Viser hvordan horisontal utbøying topp spunt i symmetriplanet øker ettersom flere seksjoner graves ut.

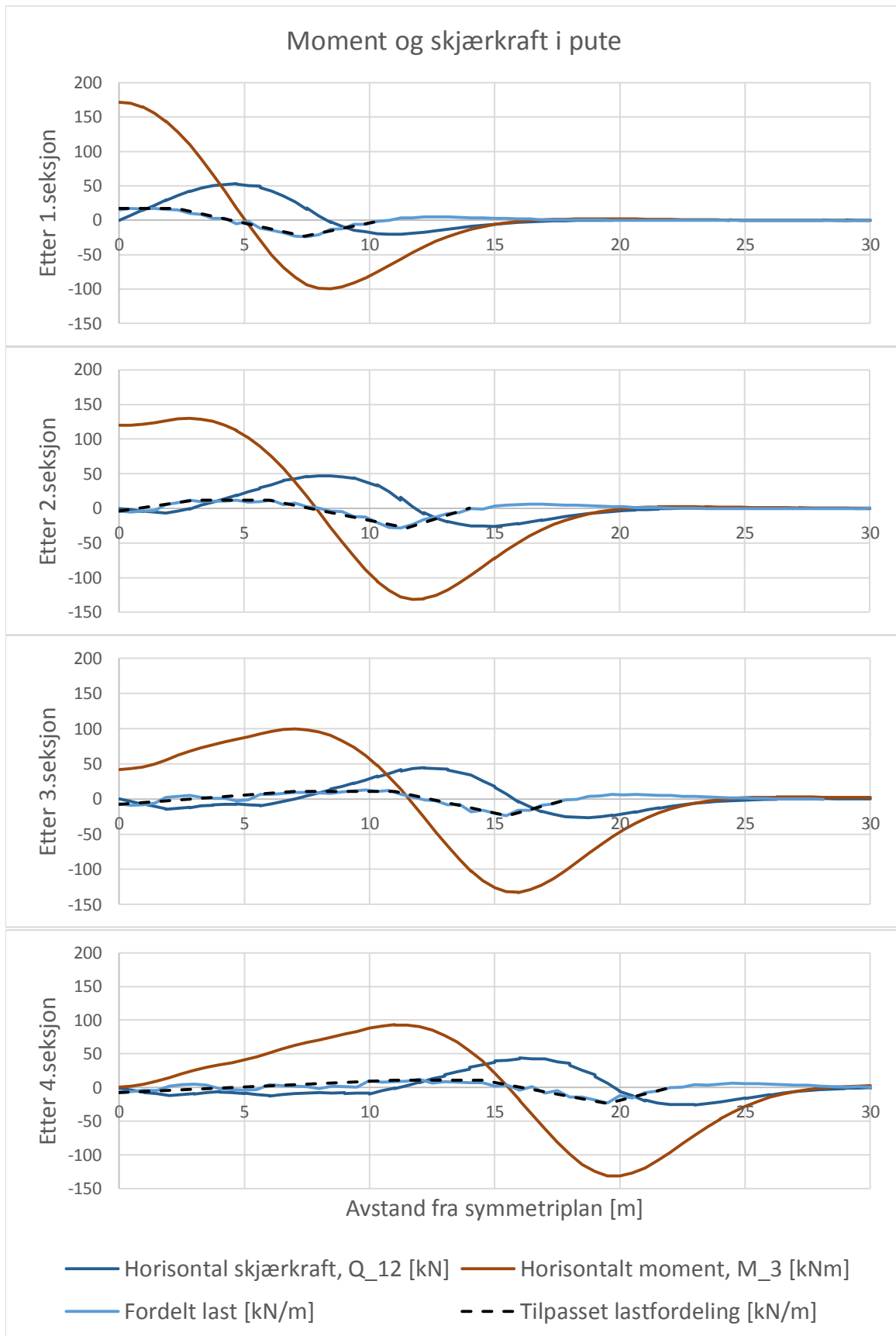
Utvikling av utbøying i topp spunt i symmetriplanet ettersom hver seksjon graves ut er vist i Figur 7-6. Utbøyningen stabiliserer seg på 19,5 mm. For dette tilfellet vil utbøyningen etter 1.seksjon tredobles etter at alle seksjoner er utgravd.

7.2.3 Krefter i pute

I forbindelse med 3D beregninger er de horisontale kreftene som oppstår i puta studert for hver seksjon, altså bøyemoment M_3 og skjærkraft V_{12} . For definisjon av akser, se Figur 5-12.

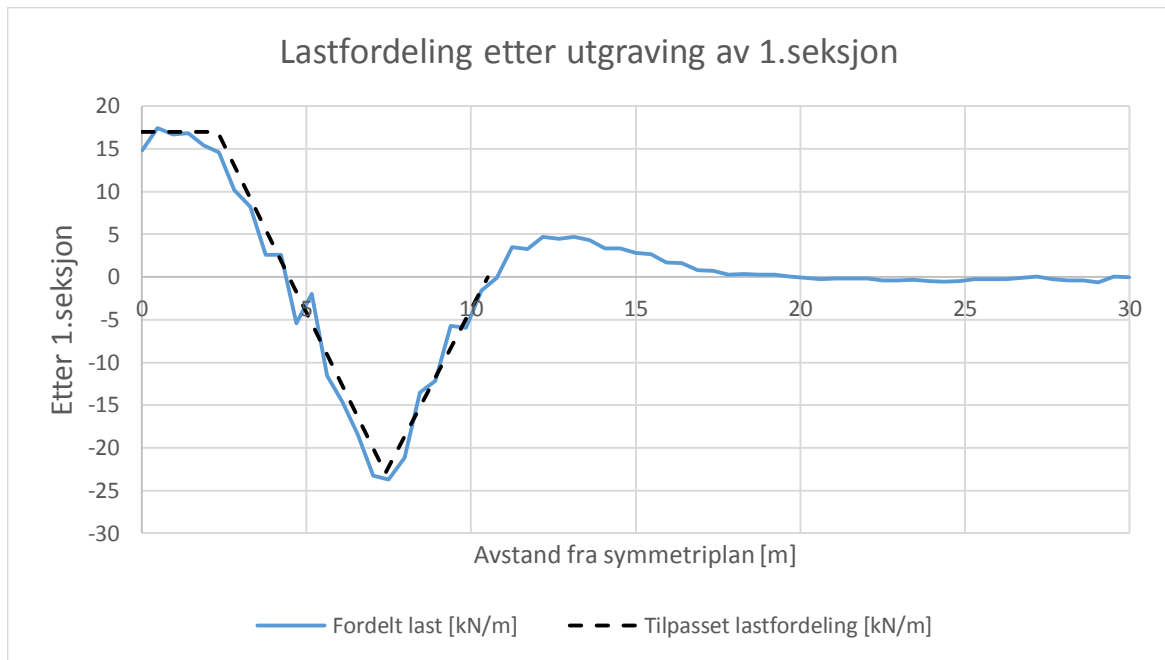
Det er beregnet en fordelt last ved å derivere kurven for skjærkraft som beskrevet i kapittel 5.9. Da det er 3 noder per meter pute, har man bare verdier for krefter i 3 punkt per meter. Dette fører til at den deriverte kurven blir hakkete. Det er derfor laget en «tilpasset lastfordeling» hvor man har tilpasset en kurve til den hakkede lastfordelingen. Tilpasningen er gjort for å få et lastbilde hvor man har enten jevnt fordelt last, eller en last som øker/minker med en konstant verdi.

Krefter og lastfordeling for hver fase med utgraving av en ny seksjon for totalt fire seksjoner er vist i Figur 7-7. Beregningene er utført med en modellen som er 35 m bred, grafene er beskåret 30 m fra symmetriplanet da kreftene konvergerer mot null her og dette letter skaleringen av plottene for å unngå at resultatene blir vanskelig å lese.



Figur 7-7 – Moment og skjærkraft i pute, samt beregnet og tilpasset lastfordeling

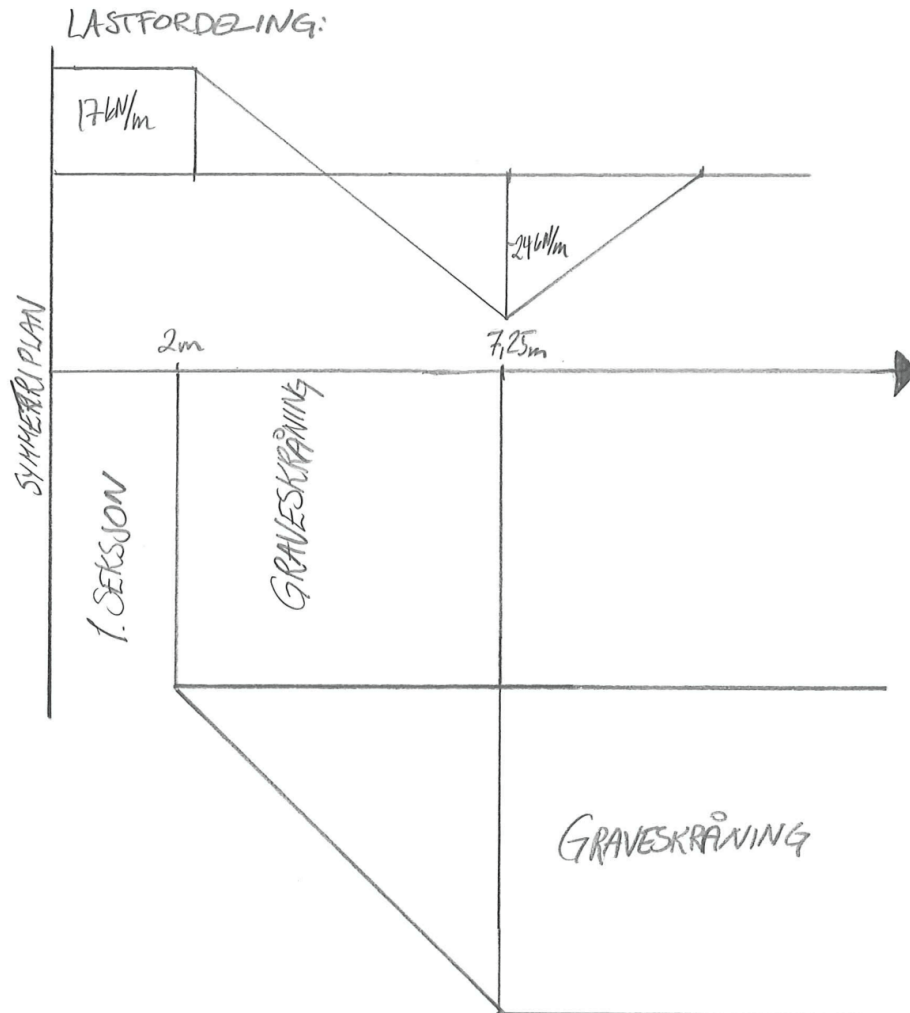
7.2.3.1 1.seksjon



Figur 7-8 – Beregnet og tilpasset lastfordeling i pute etter utgraving av 1.seksjon

Beregnet lastfordeling etter 1.seksjon er ganske tydelig. Det er tegnet inn en tilpasset lastfordeling (stiplet linje) i Figur 7-8. Denne viser en jevnt fordelt last mot puta fra spunt og jorda utenfor byggegropa de første 2,5m ut fra symmetriplanet. Videre reduseres den jevnt fordelte lasten til null, for så å øke på motsatt side. Her er det skalken som støtter fra innsiden av byggegropa. Skalken graves bort i sin helhet i en bredde på 2 m (tilsvarer 4 m totalt grunnet symmetri). Fra 2 – 7,25 m unna symmetriplanet får skalken en graveskråning, og dette medfører at lasten synker og stiger videre på spuntens innside. Graveskråningen ender 7,25 m unna symmetriplanet, og her synker lastene på puta. Dette tyder på at en stor del av lasten som presser puta inn i byggegropa ved den utgravde seksjonen, tas opp i graveskråningen. I en avstand på 10,5 m fra symmetriplanet får man en liten last fra byggegropas utside. Da denne er liten sammenlignet med de andre lastene, er den er valgt neglisjert når lastfordelingen er forenklet. Influenslengden, altså hvor langt unna symmetriplanet man får krefter/laster, er omtrent 16 m.

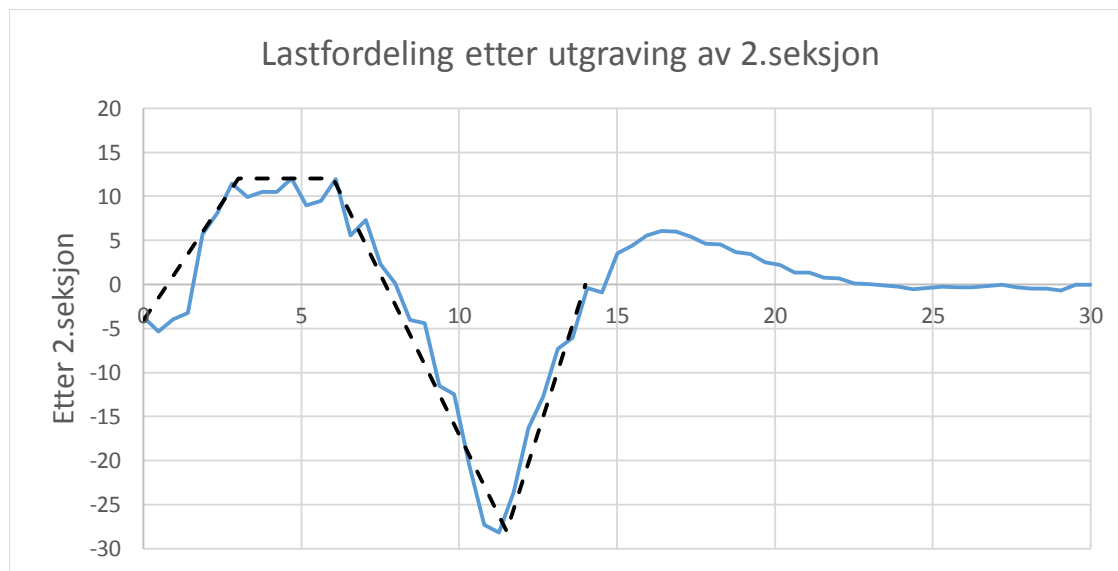
En skisse med utgraving og lastfordeling etter utgraving av første seksjon er vist i Figur 7-9. Skissen viser at mye av lasten i den utgravde seksjonen tas opp i graveskråningen, slik at det er bare et lite bidrag av lasten som tas opp der skalken har full størrelse.



Figur 7-9 - Utgraving og lastfordeling etter 1.seksjon

7.2.3.2 2.seksjon

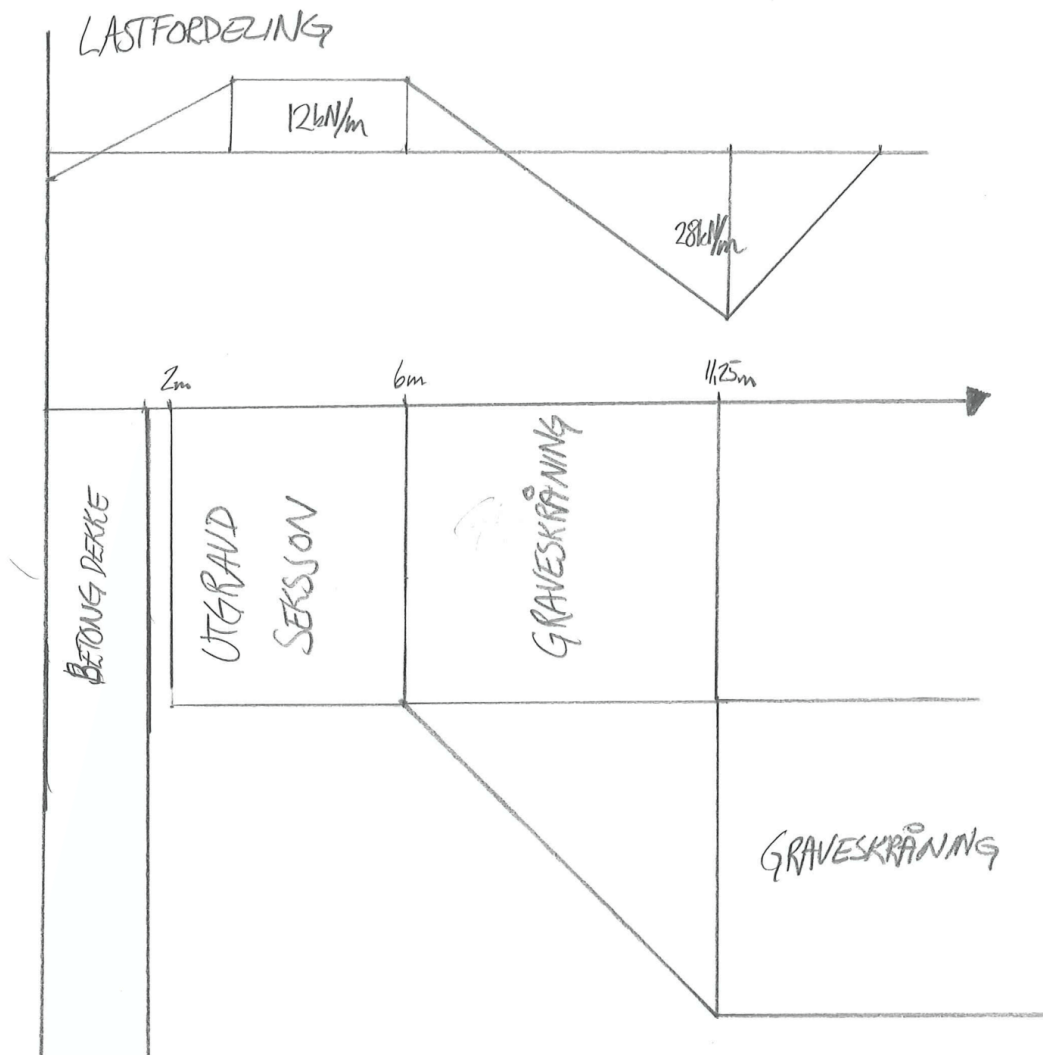
Etter at 2.seksjon er utgravd er influenslengden er økt til ca. 21 m fra symmetriaksen.



Figur 7-10 - Beregnet og tilpasset lastfordeling etter utgraving av 2.seksjon

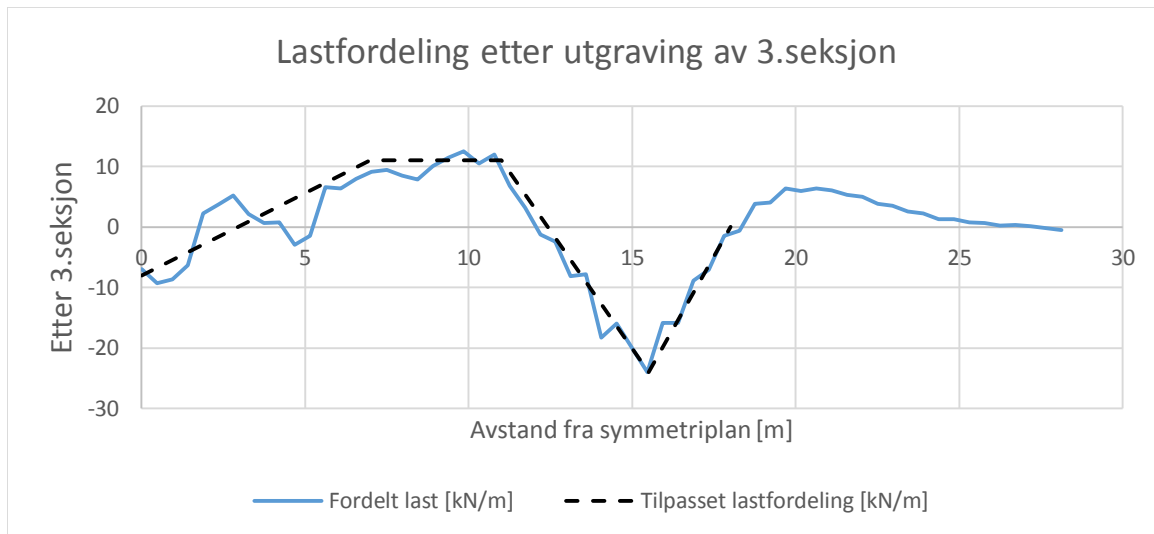
Kurven for beregnet lastfordeling er mer hakket, og viser ikke like tydelig hvor man har konstant last og hvor den øker/avtar. Tilpasningen som er gjort er derfor ikke like god som etter den første seksjonen, se Figur 7-10. Fra symmetriplanet og ca. 1,5 m inn i modellen er lasten negativ. Dette betyr at betongplata i bunnen forhindrer at spunten skal bøye seg mer inn i byggegropa enn den allerede gjør. Spunten vil dermed bli presset ut av byggegropa av betongplata, og trekker med seg puta. Puta opplever da en last med retning ut av byggegropa. Det er det samme som skjer der jordskalkene støtter spunten fra å bøye seg inn i byggegropa. Men siden betongplata har et lavere angrepspunkt enn jordskalkene, vil den ikke kunne stoppe deformasjonene i topp spunt. Betongplata vil derimot flytte spuntens rotasjonspunkt høyere opp, og slik redusere deformasjonene.

De negative lastene ved symmetriplanet er imidlertid svært små, og går raskt over til å bli last fra jorda rundt byggegropa som trykker mot spuntens der hvor man har gravd ut neste seksjon. Videre bort fra symmetriplanet har lastbildet samme form som det hadde etter 1.seksjon, men det er forskjøvet lengre unna symmetriplanet, og verdiene på lastene har en svak økning. Utgraving og lastfordeling er vist i Figur 7-11.



Figur 7-11 - Utgraving og lastfordeling etter 2.seksjon

7.2.3.3 3. seksjon

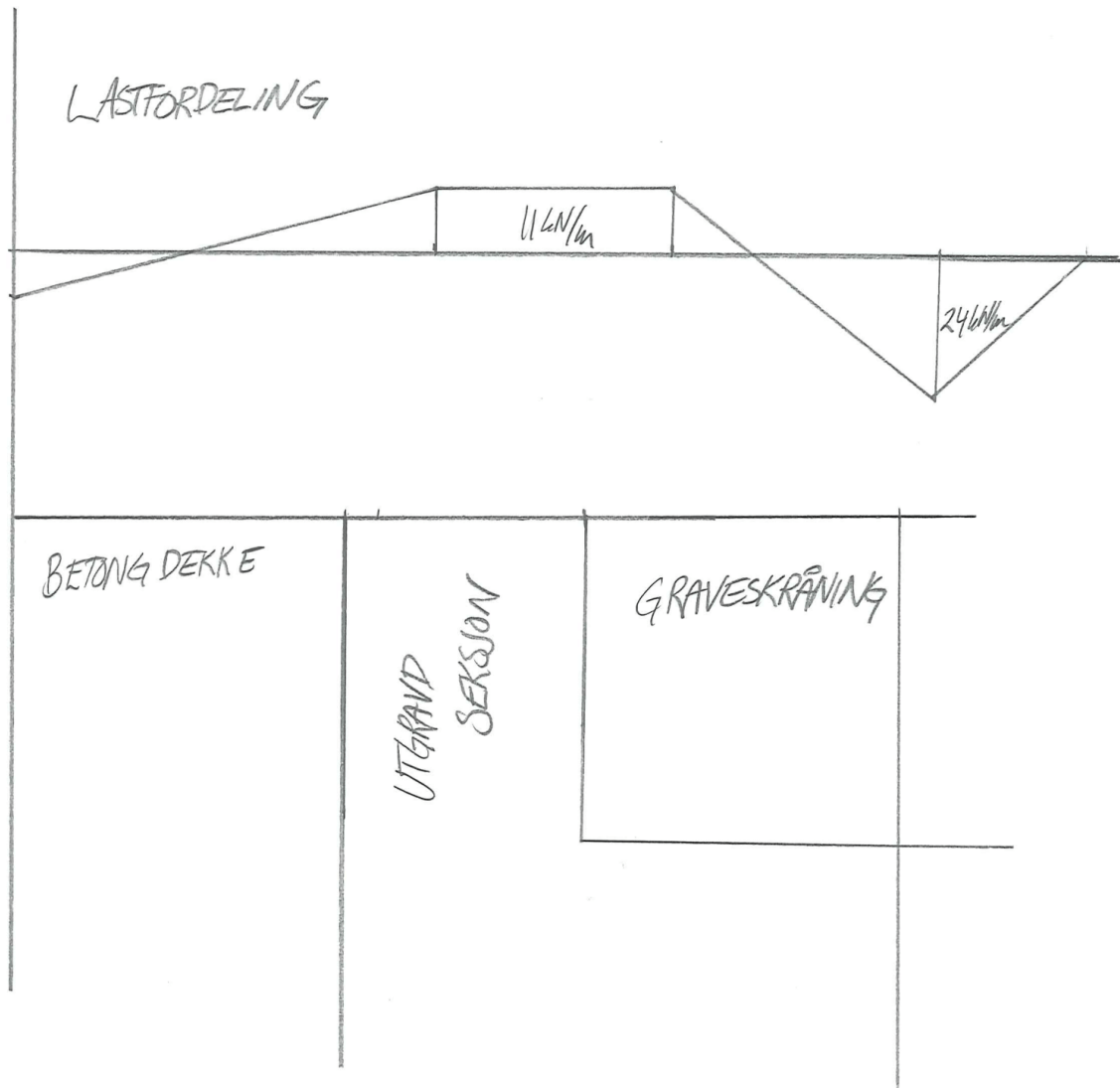


Figur 7-12 – Beregnet og tilpasset lastfordeling etter utgraving av 3.seksjon

Etter utgraving av 3. seksjon har influenslengden er nå økt til ca. 25 m. Dette stemmer godt overens med at lastbildet er forholdsvis likt som etter 2.seksjon, bare forskjøvet 4m lengre unna symmetriplanet. Den jevnt økende lasten som går fra symmetriplanet frem til omtrent betongdekkets slutt, får dermed en mindre økning pr meter.

Inne ved symmetriplanet har man også etter denne seksjonen negativ lastverdi. Årsaken til dette er beskrevet i kapittel 7.2.3.2. Ellers er den fordelte lasten i utgravd seksjon omtrent lik, samt den negative lasten ved toppen av graveskråningen.

Utgraving og laster er vist i Figur 7-13.



Figur 7-13 – Skisse som viser utgraving og lastfordeling etter 3.seksjon

7.2.3.4 4.seksjon

Etter at 4.seksjon er utgravid av 4.seksjon er lastene på puta i samme størrelsesorden som etter 3.seksjon. Noe som tyder på at man ikke får noen ytterligere økning i krefter.

Den beregnede og tilpassede fordelte lasten har samme lastbilde som tidligere i området hvor seksjonene graves ut, men er nå forskjøvet ytterligere 4m bort fra symmetriplanet. I symmetriplanet har man som beskrevet i kapittel 7.2.3.2 små negative verdier for lasten. Siden lengden fra symmetriplan til utgraving er lengre, vil også overgangen fra de negative verdiene til den jevnt fordelte lasten skje over et større område.

7.2.3.5 Oppsummering

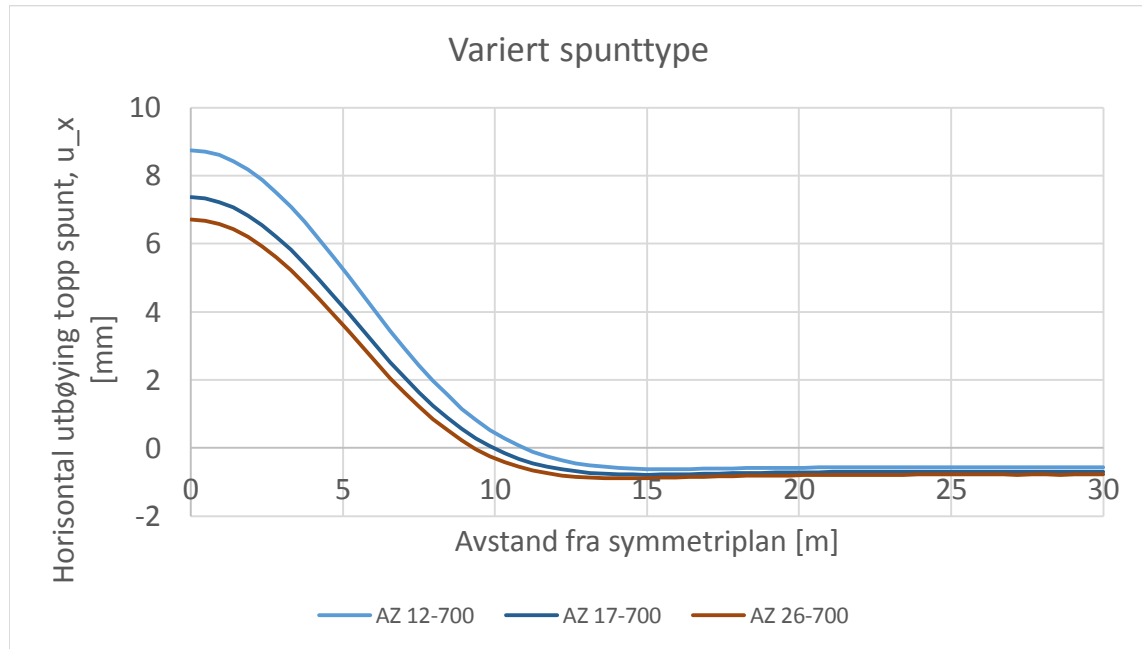
Tabell 7-1 - Oversikt over maks og min verdier for laster og tilpasset fordelt last

| Utgravd seksjon | Krefter i pute | | | | Tilpasset lastfordeling | |
|-----------------|----------------------|---------------------|-------------------------|------------------------|-------------------------|------------|
| | Maks moment, M [kNm] | Min moment, M [kNm] | Maks skjærkraft, V [kN] | Min skjærkraft, V [kN] | Maks [kN/m] | Min [kN/m] |
| 1 | 165 | -100 | 53 | -21 | 14 | -23 |
| 2 | 130 | -131 | 47 | -26 | 12 | -28 |
| 3 | 99 | -133 | 44 | -27 | 11 | -24 |
| 4 | 92 | -131 | 44 | -26 | 11 | -24 |

En oversikt over topp og bunnverdier for bøyemoment, skjærkraft og tilpasset lastfordeling er vist i Tabell 7-1. Denne viser at topp og bunnverdier for lastfordeling stabiliserer seg ettersom flere seksjoner graves ut. Man ser den samme tendensen for kreftene, men den er ikke like tydelig.

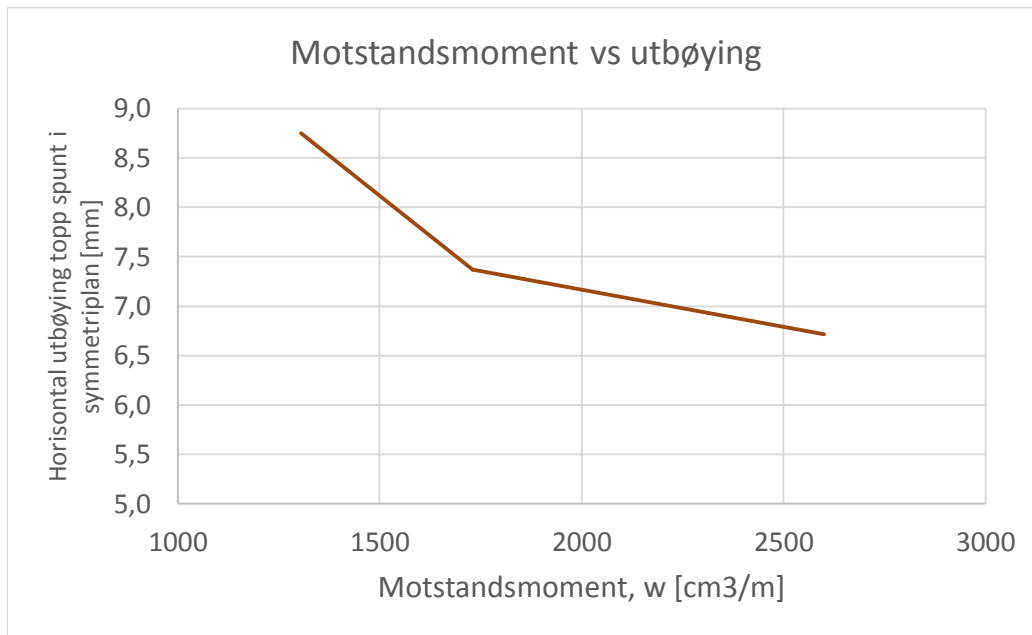
7.2.4 Variasjon av spunttype

Det er utført beregninger for en spunt som er stivere enn basistilfellet, og en spunt som er mindre stiv enn den brukt i basistilfellet. Horizontal utbøying i topp spunt er vist i Figur 7-14.

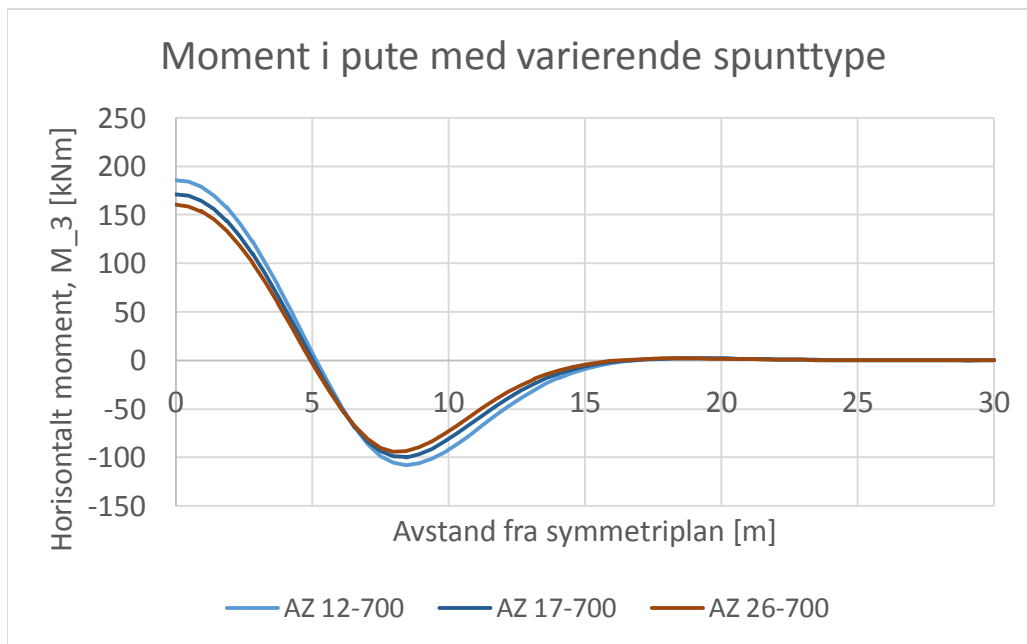


Figur 7-14 - Horizontal utbøying topp spunt med variert spunttype

Ved bruk av stivere spunttype får man noe mindre utbøying. Utslagene er ikke spesielt store. Ved å øke vertikalt motstandsmoment, w , med $600 \text{ cm}^3/\text{m}$, får man redusert maks utbøying etter første seksjon med en knapp 1 mm. Dersom motstandsmomentet reduseres med $600 \text{ cm}^3/\text{m}$, vil utbøyingene øke med litt mer enn 1 mm. Dette er vist i Figur 7-15.



Figur 7-15 - Viser effekten av å øke/reducere motstandsmomentet i spunten



Figur 7-16 - Horisontalt moment for tre forskjellige typer spunt

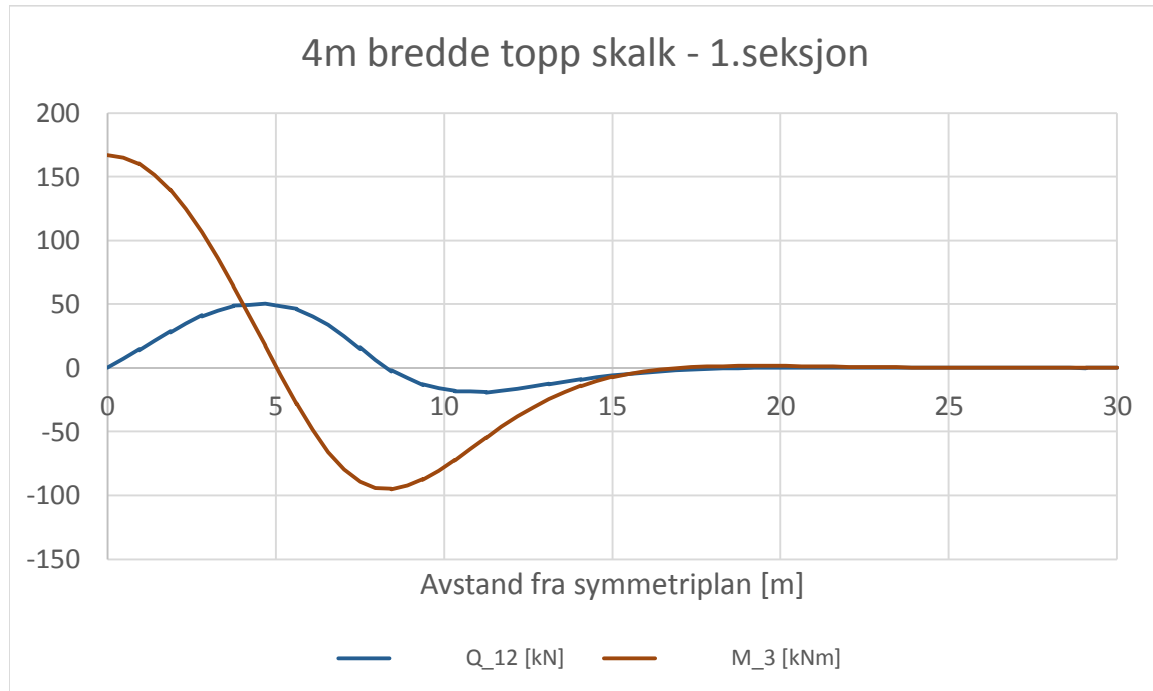
Horisontalt moment i puta for varierende spunttyper er vist i Figur 7-16. Som forventet vil puta få et større bøyemoment når spuntens motstandsmoment reduseres. Dette skyldes at mindre motstandsmoment fører til større utslag i bjelken, og dermed får man større bøyemoment.

Tabell 7-2 - Oversikt over utbøying og moment etter utgraving av 1.seksjon

| Spunttype | Motstandsmoment, w [cm³/m] | Utbøying i symmetriplan [mm] | Maks bøyemoment [kN/m] |
|------------------|--|---|---------------------------------------|
| | | | |
| AZ 12-700 | 1305 | 8,8 | 186 |
| AZ 17-700 | 1730 | 7,6 | 165 |
| AZ 26-700 | 2600 | 6,7 | 160 |

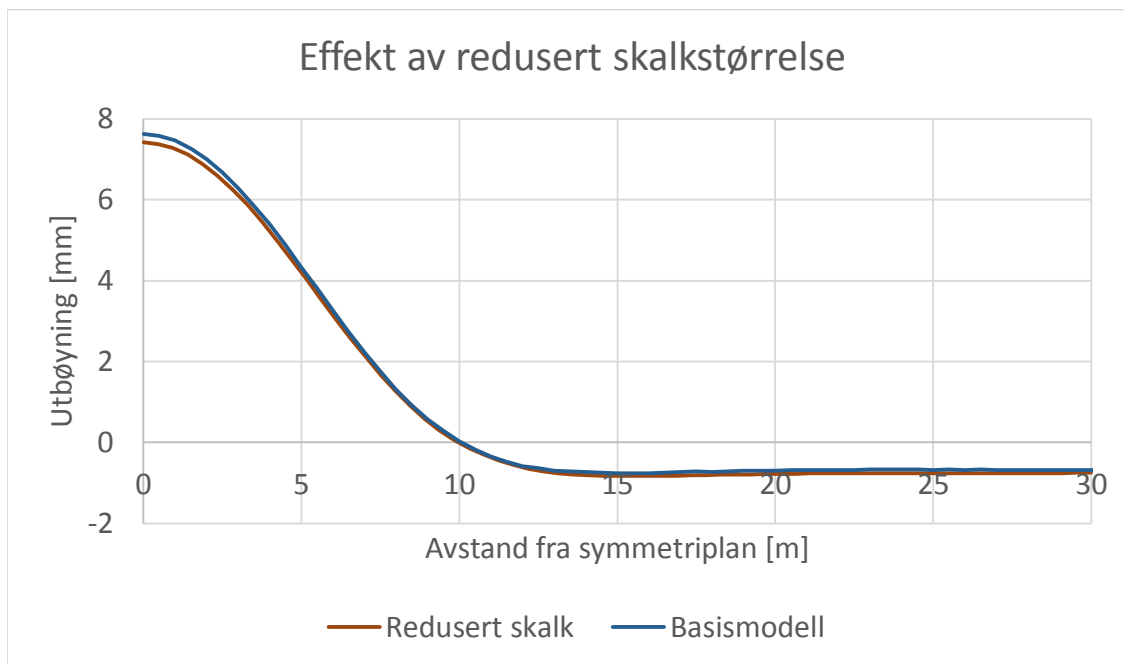
7.2.5 Redusert skalkstørrelse

Det er utført beregninger hvor størrelsen på skalken er redusert. Dette er gjort ved at bredde på topp skalk i retning ut fra spunten er redusert fra 5 m til 4 m. Graveskråningen er beholdt på 1:1,5.



Figur 7-17 – Moment og skjærkraft i pute ved redusert skalkstørrelse, 1.seksjon

Horisontalt moment og horisontal skjærkraft i pute etter utgraving av første seksjon er vist i Figur 7-17. Kraftene er omtrent uforandret fra basistilfellet, og det kan ikke sies med sikkerhet at disse variasjonene skyldes den reduserte skalkstørrelsen. Etter redusering av skalkstørrelsen, måtte det genereres nytt nett. Dette kan ha ført til at nodene ligger på andre steder, og dermed fører til små variasjoner i resultatene.



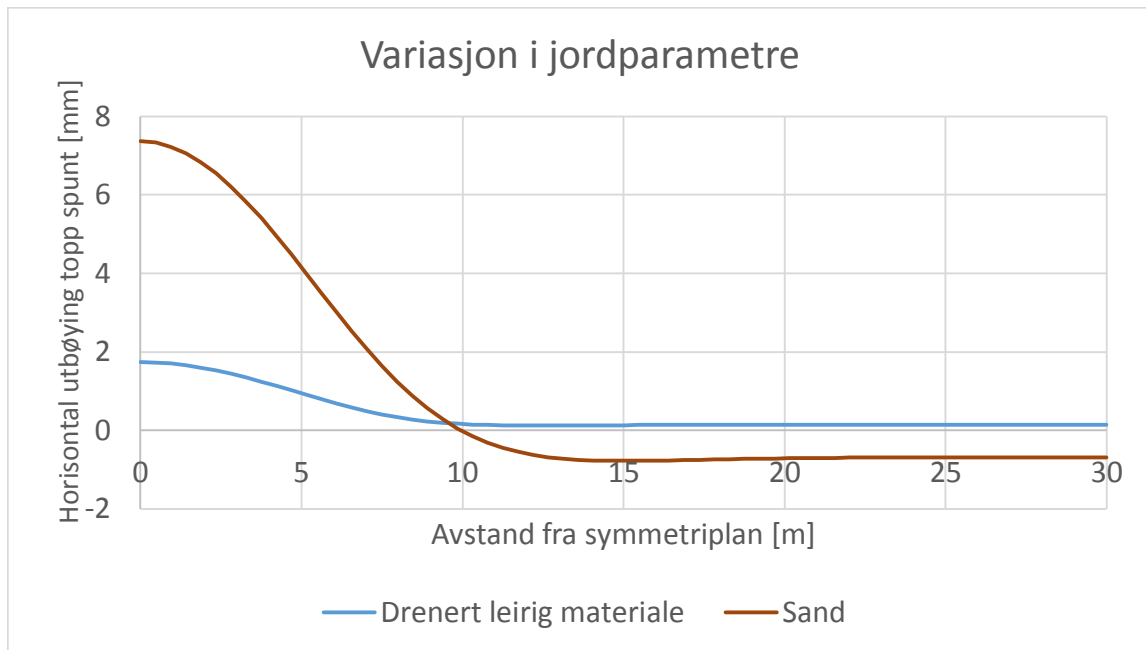
Figur 7-18 - Utbøyning topp spunt etter 1.seksjon med redusert skalkstørrelse

Figur 7-18 viser utbøyningen for tilfellet med redusert skalkstørrelse. Verdiene her har en svært liten økning i forhold til basistilfellet. Denne økningen er imidlertid så liten, at det ikke kan sies med sikkerhet at økningen skyldes den reduserte skalkstørrelsen.

Tabell 7-3 - Oversikt over utbøyning og laster for redusert skalkstørrelse

| Skalkstørrelse | Bredde topp skalk [m] | Utbøyning i symmetriplan [mm] | Maks bøyemoment [kNm] | Maks skjærkraft [kN] |
|----------------|-----------------------|-------------------------------|-----------------------|----------------------|
| Basis | 5 | 7,6 | 165 | 53 |
| Redusert | 4 | 7,4 | 160 | 51 |

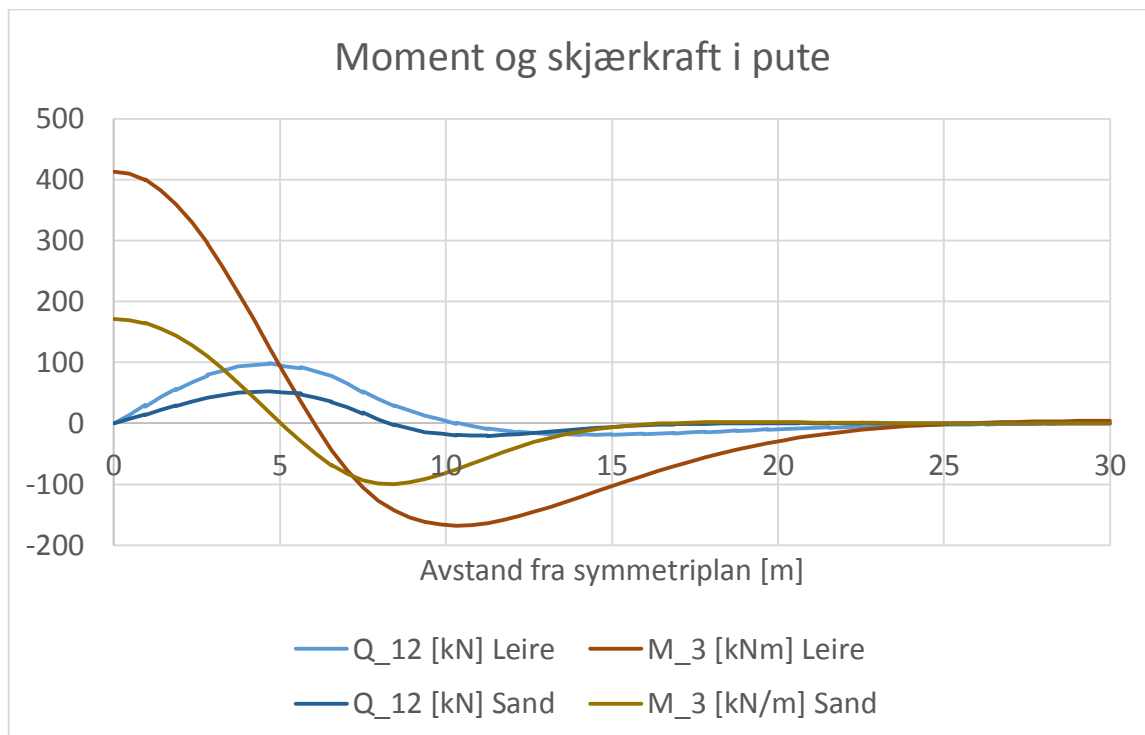
7.2.6 Variasjon i jordparametre



Figur 7-19 - Utbøyning topp spunt for sand og drenert leirig materiale

Det er utført beregninger hvor man har endret jordparameterne til i tilsvare et mer leirig materiale. Da grunnvannstanden er satt i bunn byggegrop, vil dette være et drenert materiale og derfor ha andre egenskaper enn det man tenker på som en leire. Variasjonen er utført for å vise hvor stor effekt en endring av jordparametre har.

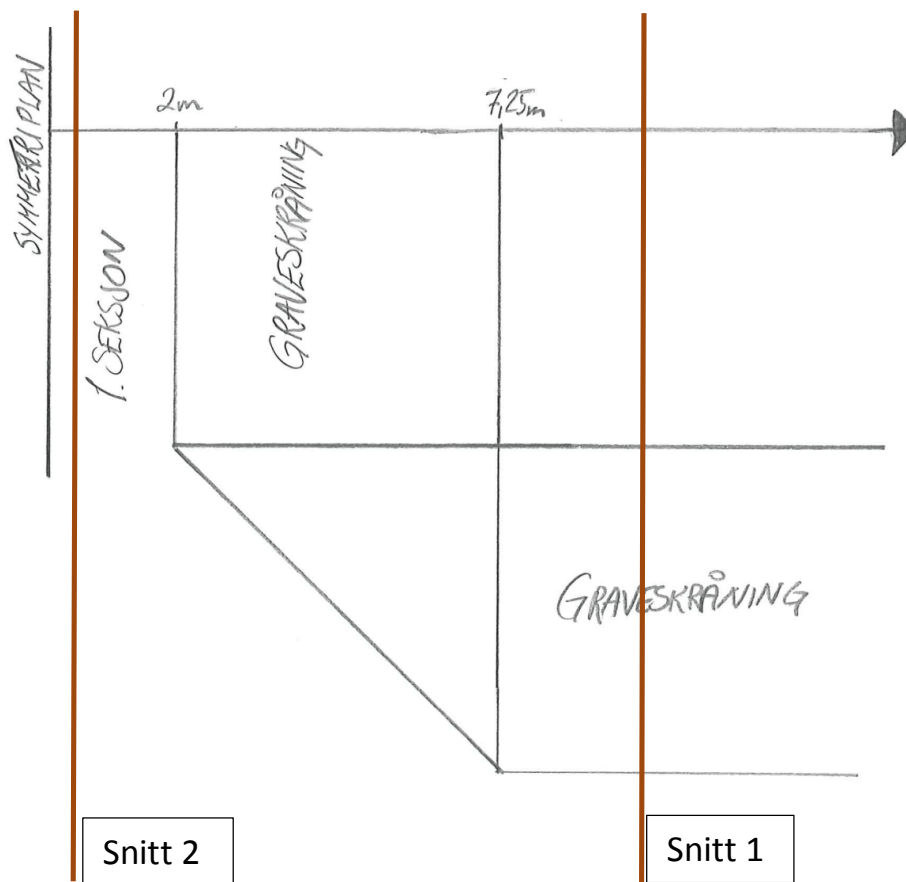
Om man ser på det å endre jordmateriale opp imot de andre variasjonene som er utført, er det tydelig at det er denne variasjonen som gir størst utslag. Moment og skjærkraft i puta er vist for basismodell og leiremodellen i Figur 7-20. Det er tydelig at modellen med leire gir betraktelig større krefter på puta. Da det bare er utført beregninger for ett leirmateriale, er det ikke mulig å si noe om hvilken jordparameter det er som gjør størst utslag.



Figur 7-20 - Endring av jordmateriale påvirker moment og skjærkraft i pute

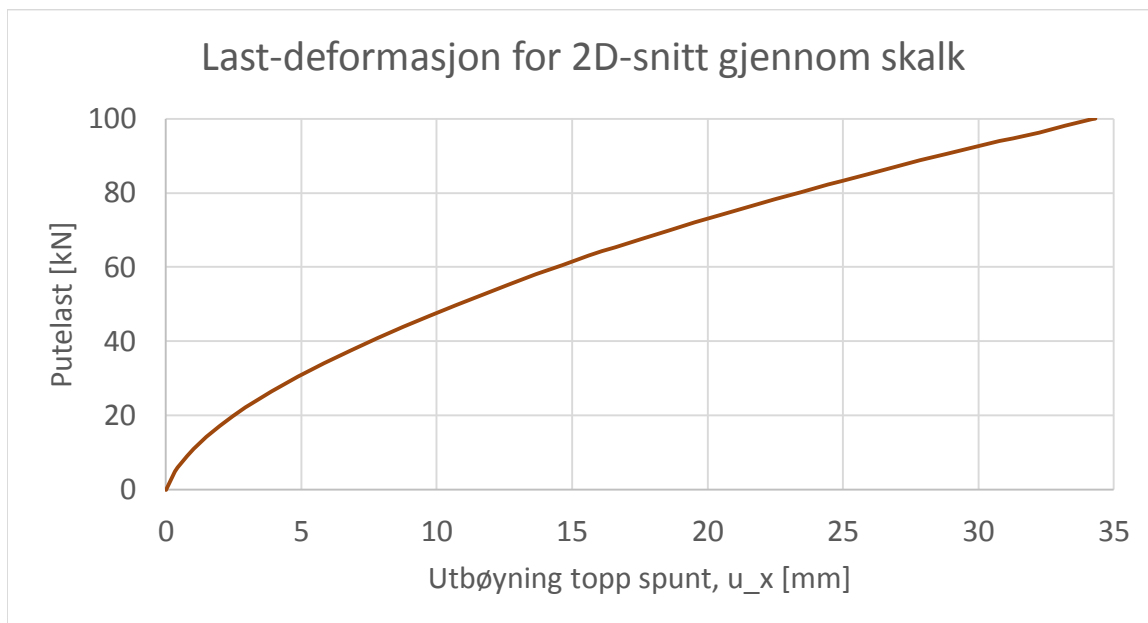
7.3 2D BEREGNINGER

Det er utført beregninger for to snitt gjennom spuntveggen i 2D. Det er lagt et snitt gjennom skalken som blir stående igjen etter sentrisk utgraving. Snittet er i utgangspunktet plassert langt unna den utgravde seksjonen. Da man i utgangspunktet ikke vet hvilke laster som overføres gjennom puta, er det valgt å presentere resultater for en økende putelast som er rettet innover i byggegropa. Denne lasten er for enkelhetsskyld kalt putelast.



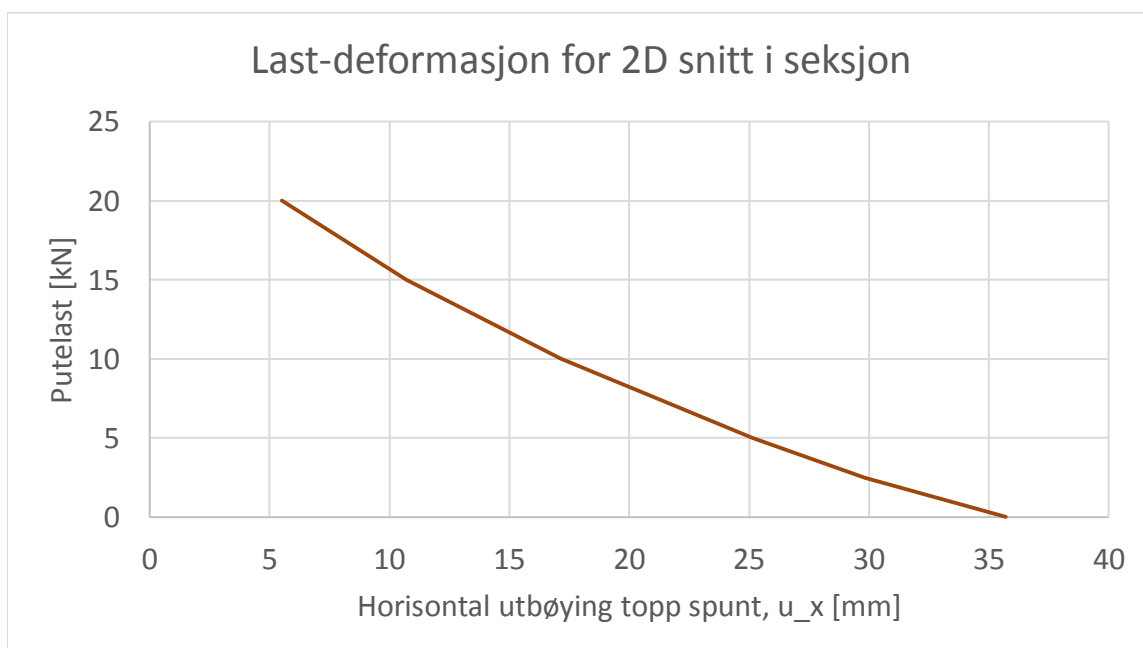
Figur 7-21 - Skisse som viser plassering av de to 2D-snittene

Resultatene fra disse beregningene er vist i Figur 7-22. Beregningene er utført med materialparametere fra basismodellen.



Figur 7-22 - Last-deformasjonskurve for økende putelast

Det andre 2D snittet er lagt midt i en seksjon, og det er utført beregninger for å studere hva som skjer når seksjonen graves ut. Det settes på en punktlast som skal simulere lastene som overføres av puta. Da man ikke har noen verdi for denne lasten (utenom de fra 3D-modellen), er det utført beregninger for flere forskjellige laster. Lastene er plottet mot utbøyning i toppen av spunten i Figur 7-23. Dersom man vet putelasten kan man dermed lese av deformasjonen denne gir ved utgraving av 1.seksjon.



Figur 7-23 - Last-deformasjonskurve for utgraving av seksjon

8 DISKUSJON AV RESULTATER

8.1 VERIFISERING

Resultater fra sammenligning av 3D-modell med 2D-snitt er vist i Tabell 8-1.

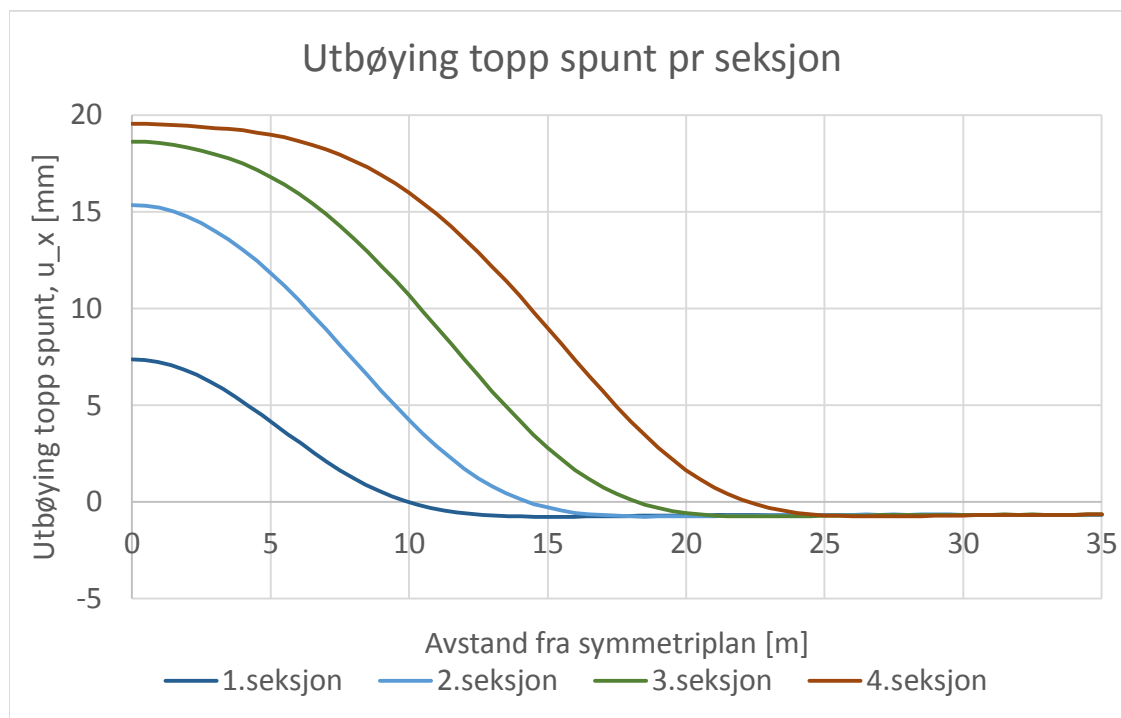
Formen på kuver for moment og skjærkraft viste seg å være svært like, det eneste skillet er at kurvene fra 3D-modellen var mer hakket grunnet færre noder, og dermed færre verdier å plote. Verdier for maks moment og skjærkraft stemmer også godt, se Tabell 8-1. For sikkerhetsfaktorer er det mer avvik mellom 2D- og 3D-beregningene. Dette er som forventet, da man ved beregning av sikkerhetsfaktor har mobilisert en større andel av styrken i jorda. Når man har større mobiliseringsgrad vil nøyaktigheten i beregningene være dårligere, særlig for 3D-modellen hvor man har færre elementer/noder.

I det videre kan derfor 2D-snittene sees på som et snitt av 3D-modellen.

Tabell 8-1 – Sammenligning av resultater for verifisering av modell

| | 2D | 3D |
|-------------------------|-------------|-------------|
| | | |
| Sikkerhetsfaktor F | 1,411 | 1,640 |
| Maks bøyemoment i spunt | 3,51 kN/m | 3,73 kN/m |
| Maks skjærkraft i spunt | 3,72 kN/m/m | 3,52 kN/m/m |

8.2 UTBØYING TOPP SPUNT



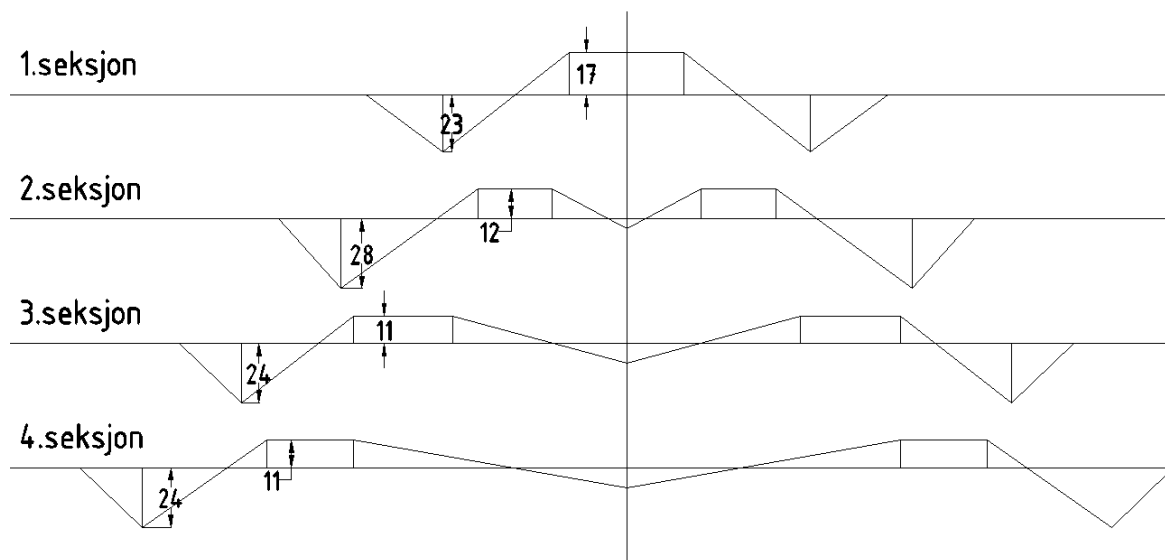
Figur 8-1 - Utvikling av utbøying ettersom flere seksjoner graves ut

Utbøying av topp spunt for 4 faser er oppsummert i Figur 7-7. Denne viser at utbøyingen i symmetriplanet øker mye når 2.seksjon graves ut. Ved utgraving av 3. og 4.seksjon avtar økningen i utbøying, og av figuren ser det ut som om den ender opp på ca. 20 mm. Dette inntrykket ble forsterket ved å utføre beregninger for en modell med 7 seksjoner, hvor total utbøying i symmetriplanet ble 19,5 mm.

Årsaken til at utbøyingen i toppen av spuntten fortsetter å øke ettersom flere seksjoner graves ut er at betongplata som støpes ikke stopper spuntten fra å bøye seg inn i byggegropa, men flytter rotasjonspunktet til spuntten høyere opp.

8.3 BEREGNEDE LASTFORDELINGER FOR PUTE

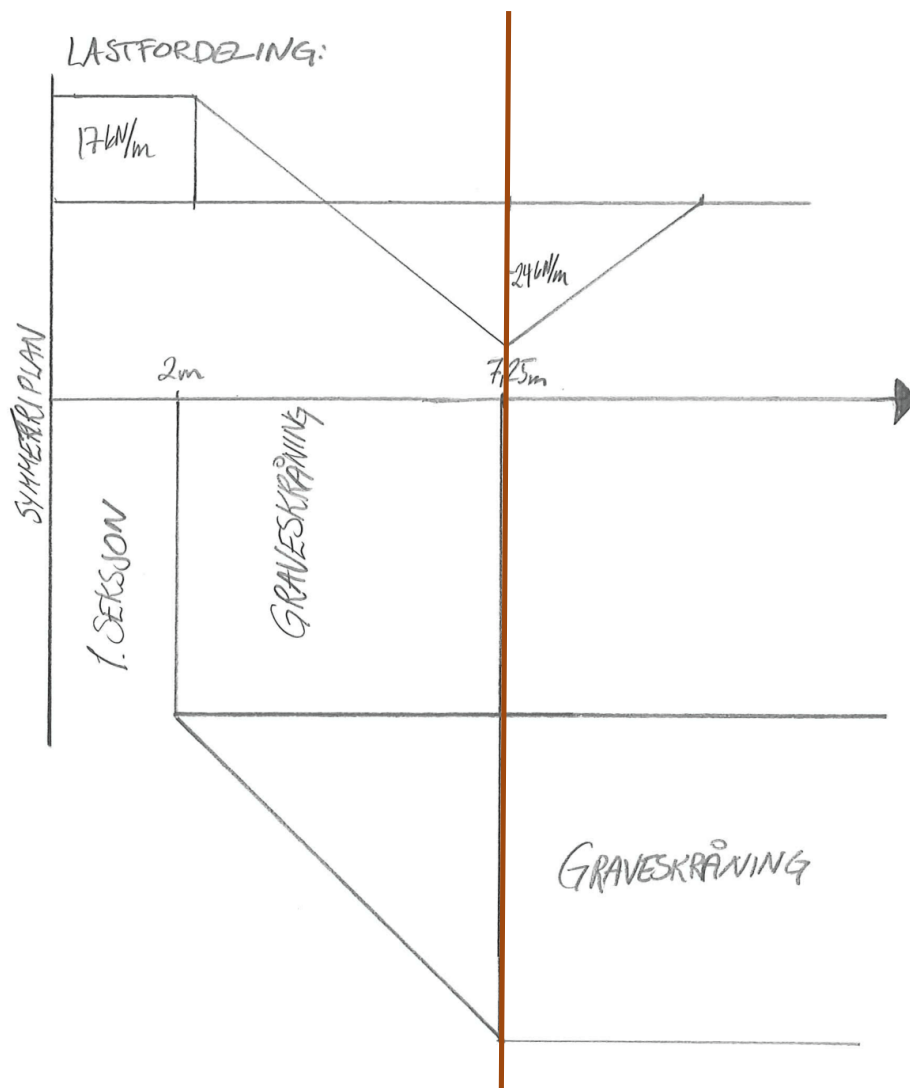
En oppsummering av beregnede og noe forenklete lastfordelinger for utgraving av fire seksjoner er vist i Figur 8-2. I figuren er symmetriplanet tegnet inn midt i lastfordelingene.



Figur 8-2 - Beregnet og noe forenklet last mot pute

I resultatkapitlet er lastfordelingene skissert sammen med utgravingen sett ovenfra.

Figurene viser at man får maksimal last i retning ut av byggegropa ved toppen av graveskråningen (mellom utgravd seksjon og der hvor skalken har full skalkstørrelse), i snittet markert i Figur 8-3. Dette viser at graveskråningen kan ta opp mye last, selv om man ikke har like mye jord som støtter der.



Figur 8-3 - Skisse som viser snitt gjennom topp graveskråning

Videre er det verdt å legge merke til at man får større last ut av byggegropa etter utgraving av 2.seksjon. Dersom man skal prosjektere en seksjonsvis utgraving bør man derfor utføre beregninger for utgraving av 2 seksjoner. Det vil ikke være nødvendig å utføre beregninger for flere seksjoner, da disse medfører mindre fordelt last enn man har etter 2.seksjon. Om man derimot skal se på total utbøyning, vil det være interessant å modellere 3-4 seksjoner.

Den negative fordelte lasten i symmetriplanet etter utgraving av 2., 3. og 4. seksjon skyldes at betongplata forhindrer spunten i å bøye seg mer innover i byggegropa enn den allerede gjør. Betongplata vil da ha samme funksjon som puta tidligere hadde, men siden betongplata er større og stivere i retning innover i byggegropa, vil den holde mer igjen mot deformasjon enn puta. Dermed vil betongplata presse spunten ut av gropa, og spunten drar med seg

puta. Når neste seksjon graves ut vil puta få enda mindre kapasitet til å holde igjen mot innbøyning.

8.4 VARIASJONER

Variasjon av spunttype gav forventede resultater, mindre utbøyning og mindre krefter i puta ved bruk av stivere spunt. Å redusere skalkstørrelsen gav som forventet noe mer utbøyning, men endret ikke kreftene i puta. Sett i ettertid burde nok disse variasjonene vært utført med variasjoner som gav større utslag for å tydeligere kunne se effekter av variasjonene. Det kunne også vært interessant å utføre beregninger for en situasjon hvor skalken var såpass liten at den gikk til brudd.

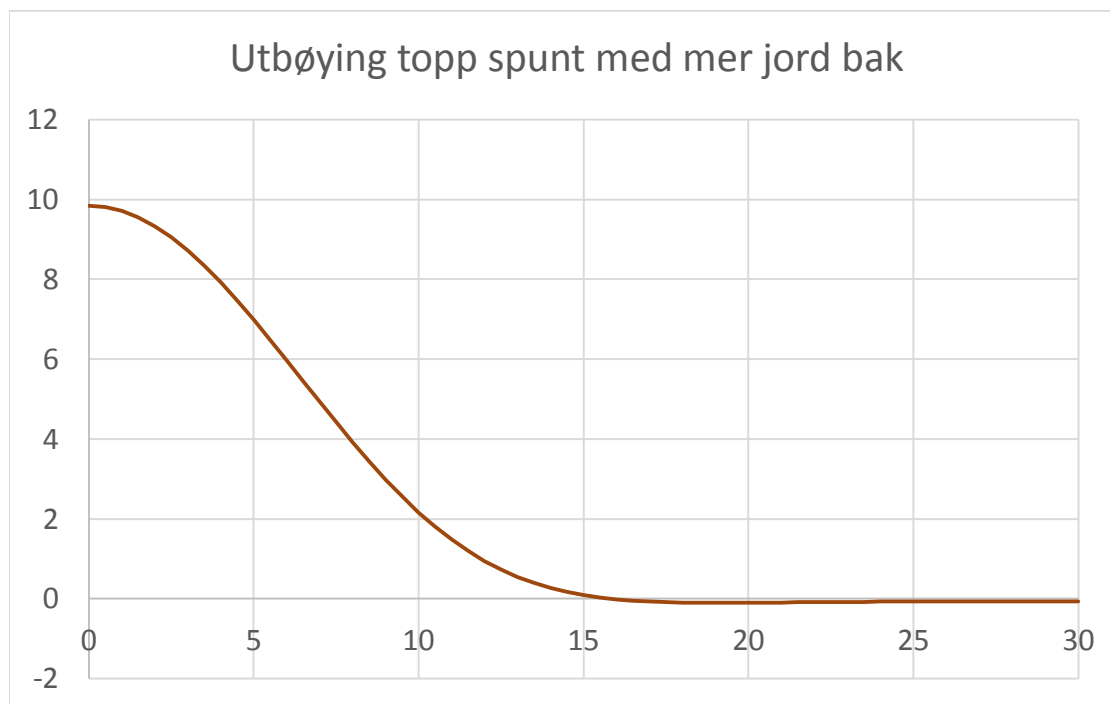
Den variasjonen som gav størst utslag var endringen av jordparametre. Ved å kjøre beregninger med et drenert leirig materiale, ble det store endringer i både utbøyning og kreftene i puta. Da det bare er utført en beregning med annet jordmateriale, er det ikke mulig å si noe om hvilke jordparametre som påvirker mest. Det er imidlertid verdt å tenke over betydningen av korrekt bestemmelse av jordparametre, når man her ser at utslagene kan bli store.

8.5 2D-BEREGNINGER

Den varierende putelasten var ment å beskrive situasjonen i skalken i nærheten av den utgravde seksjonen. Beregninger utført med 3D-modellen viste imidlertid at mye av lasta som puta overfører langs spuntveggen tas opp allerede i graveskråningen. Imidlertid er det slik at man har den største lasta mot puta rettet ut av byggegropa omtrent ved toppen av graveskråninga. Det er dette snittet som vil være kritisk, da snitt gjennom skalken lengre unna symmetriplanet vil få mindre last overført gjennom puta.

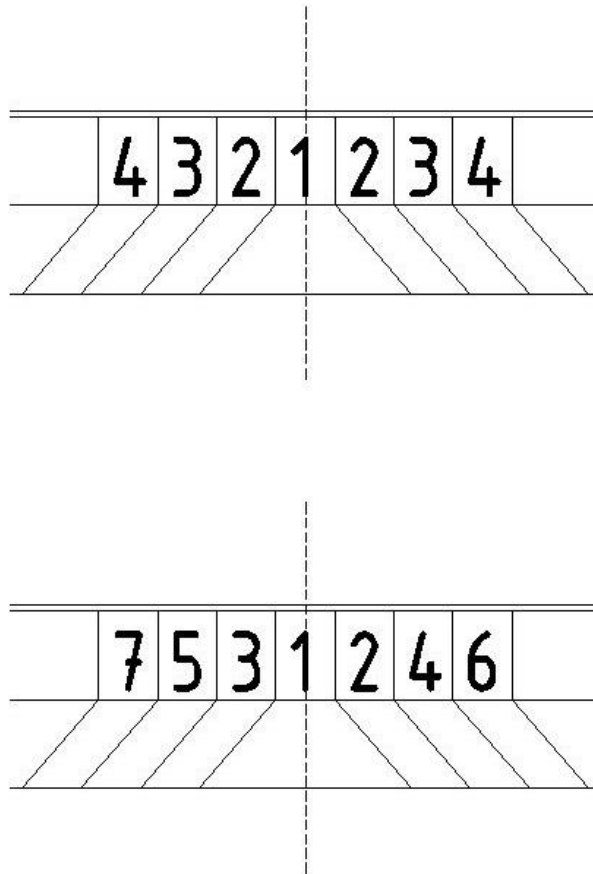
Avhengig av nabobygg, vil man kunne tåle 2-4 cm utbøyning av topp spunt. Fra Figur 7-22 leser man da av at man kan tåle putelaster på inntil 70kN hvis utbøyningen skal være under 2 cm. Dette er imidlertid en beregning som ikke tar høyde for 3D-effekter, den viser derimot at 2D-beregninger gir verdier som avviker fra de som er funnet i 3D-modellen.

8.6 SVAKHETER VED MODELLEN



Figur 8-4 - Utbøying topp spunt for beregningsmodell med et større jordvolum bak spunten

I forbindelse med veileders gjennomlesing av denne oppgaven ble det stilt spørsmål ved om man hadde et stort nok jordvolum bak spunten i modellen. I basismodellen har dette jordvolumet en tykkelse på 5 m. Det ble utført en beregning med 10 m tykkelse på jordvolumet bak spunten. Utbøying av topp spunt for denne beregningen er presentert i Figur 8-4. Beregningen viser at utbøyingen av topp spunt i symmetriplanet øker fra 7,6 mm til 9,8 mm. Dermed er det klart at man burde hatt et større jordvolum bak spuntlinja i beregningsmodellen, men da dette ble oppdaget var det for sent å endre dette i alle beregningene som var utført.



Figur 8-5 - Skisse som viser modellert (øverst) og reell (nederst) rekkefølge for utførelse. Tallene på seksjonene angir rekkefølgen for utgraving

I forbindelse med studier av utbøyingen kan man stille spørsmål ved om man i en reell utgravings situasjon ville grave ut en seksjon på hver side av den første samtidig. Det er dette som nå er modellert, se øverste skisse i Figur 8-5. Tallene angir rekkefølgen for utgraving av seksjoner.

Ved en reell utgravng ville man trolig grave ut på den ene siden først, for så å grave ut på den andre siden mens betongdekket på den første siden herder, som vist i nederste skisse i Figur 8-5. Det er imidlertid vanskelig å vite hvilken styrke man da kan forvente at betongdekket i seksjonen på andre siden av symmetriplanet har (styrke til dekket i seksjon 2 når seksjon 3 graves ut ihht skisse). Man kan velge å være konservativ, og dermed ikke gi dekket noe styrke. Dette tilfellet vil sammenfalle med den modellerte situasjonen. Å modellere den reelle situasjonen er ikke gjort i forbindelse med denne oppgaven.

Ved utgraving av den neste seksjonen (nr 3 i øverste skisse), er det ikke bare konservativt å modellere med symmetri. Dette fordi man antar at dekket i forrige seksjon på begge sider av symmetriplanet er ferdig herdet, noe som ikke stemmer for den reelle utgravingen, da man graver ut mens det herder. Det antas at denne effekten vil være liten, sett i betraktning av at man ved utgraving av 2.seksjon valgte en konservativ modellering. Som tidligere nevnt ville det å modellere den reelle situasjonen ført til vesentlig lengre regnetid.

8.7 SVAKHETER VED 3D-MODELLERING

Ved modellering i 3D vil man ikke oppnå den samme tettheten mellom noder som man har ved 2D-modellering. Dette vises særlig på kurver for moment og skjærkraft i puta som er sammenlignet i Figur 7-1 og Figur 7-2. Tettheten mellom nodene vil påvirke nøyaktigheten.

Det er naturlig å tenke at en 3D-modell er den beste løsningen, da man i en slik modell kan få med alle 3D-effekter uten å gjøre forenklinger. Men det tar mye tid å lage en 3D-modell, samt at det kan være vanskelig å oppdage feil som gjør at modellen ikke regner riktig. Man får lite igjen for arbeidet med modellen i forhold av nøyaktigheten i beregningene. Det kan derfor ofte være bedre å utføre beregninger for et 2D-snitt. Særlig gjelder dette dersom de eventuelle 3D-effektene i problemet lett lar seg inkludere i 2D-beregningene. En 3D-modell er et godt verktøy for å se på for eksempel bruddform, utbøyingsmønster og lignende, men ikke fullt så god til beregning av eksakte verdier.

8.8 HVORDAN TA HØYDE FOR 3D EFFEKTER I 2D MODELLER?

Det er ønskelig å kunne utføre beregninger for seksjonsvis utgraving av spunt uten å måtte lage en 3D modell. Problemet ligger i å bestemme de ekvivalente støttelastene som overføres fra jordskalk og/eller bunnplate på sidene til puta over en utgravde seksjonen.

8.8.1 Fast innspent bjelke

Persson and Sigström (2010) og Multiconsult (2013) beskriver en metode for bestemmelse av spuntens utbøying i seksjonen ved å betrakte spunt og pute sett ovenfra som en fast innspent bjelke. I den forbindelse beskrives bjelkens lengde som vanskelig å bestemme, da man ikke vet hvordan lasten fordeler seg i puta. Ved å anta en lengde på den fast innspente bjelken, vil man kunne beregne jevnt fordelt last mot puta. Dette kan overføres til et 2D-snitt gjennom seksjonen, hvor man setter på en tilsvarende ekvivalent støttelast.

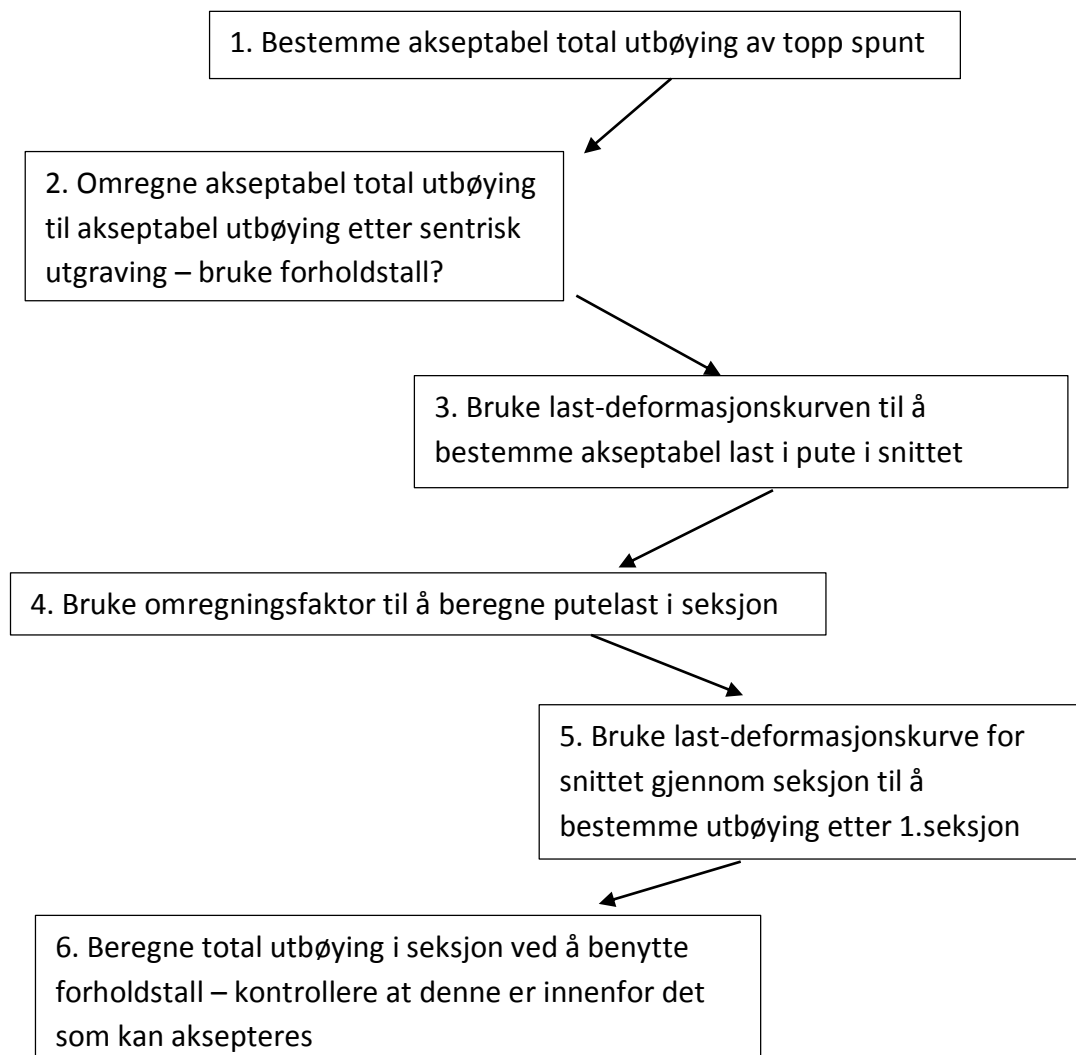
Den store ulempen ved denne metoden er at man bare har mulighet til å beregne utbøying etter at 1.seksjon er utgravd. Da resultatene i denne oppgaven viser at total utbøying for basismodellen vil være 3 ganger større enn utbøyningen etter 1.seksjon, er det dermed vanskelig å si noe om total utbøying basert på denne metoden.

8.8.2 Metode basert på akseptabel utbøying

En mulig metode for bestemmelse av putelaster, og hvordan dette påvirker utbøying i topp spunt er beskrevet i Figur 8-6. Utgangspunktet for metoden var å se på last i puta ved akseptabel deformasjon i snittet med intakt skalk. Etterpå beregnes en putelast i utgravd seksjon ved å studere lastfordelingsbildet. Til slutt utføres beregninger for å se om man får akseptabel deformasjon i snittet med utgravd seksjon. Metoden er i det videre beskrevet mer detaljert.

Denne metoden baserer seg på at man ser på akseptable utbøyinger, for så å se på hvilke laster som er akseptable ved å studere last-deformasjonskurver fra 2D-beregninger. Det er imidlertid knyttet stor usikkerhet til flere av stegene i metoden i forhold til om det er mulig å finne gode forholdstall/omregningsfaktorer. Og som med metoden basert på fast innspent bjelke, er det et problem at det er vanskelig å beregne de totale utbøyningene dersom man bare vet utbøyningen etter at 1.seksjon er utgravd.

Metoden som foreslås er basert på at utbøying i topp spunt vil være dimensjonerende, og at man modellerer de to snittene nevnt i kapittel 7.3, ett igjennom skalken og ett i utgravd seksjon.



Figur 8-6 – Flytskjema for mulig metode for prosjektering av seksjonsvis utgraving ved bruk av 2D-snitt

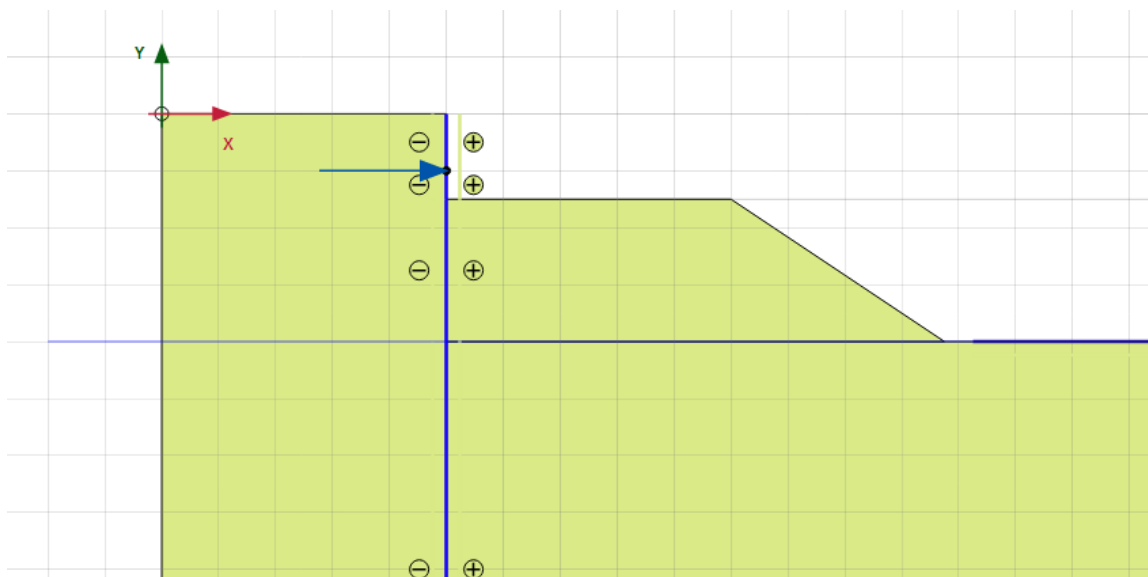
Det første punktet i flytskjemaet må rett og slett bare bestemmes, avhengig av naboforhold osv.

I punkt 2 vil man få behov for et forholdstall som beskriver hvor mye utbøyingen i dette snittet vil øke fra seksjonen ved siden av graves ut til alle seksjoner er utgravd. Dette forholdstallet har imidlertid vært vanskelig å finne ut ifra beregningene som er utført. Noen eksempler på forholdstall er vist i Tabell 8-2.

Tabell 8-2 – Forholdstall for utbøyning avhengig av antall utgravde seksjoner

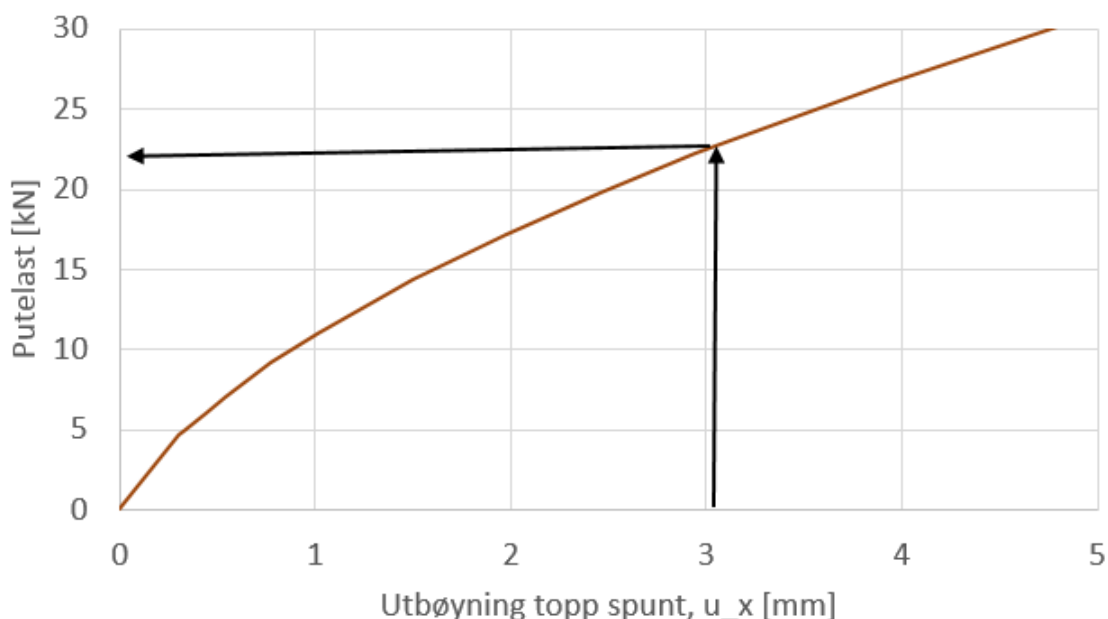
| | Utbøyning [mm] | | | | Forholdstall | |
|-------------------------|----------------------|-----------------|-----------------|----------------------|--------------------------|-----------------------|
| | Etter sentrisk dekke | Etter 1.seksjon | Etter 2.seksjon | Etter alle seksjoner | 2.seksjon/etter sentrisk | Totalt/etter sentrisk |
| Basis | -0,70 | 7,37 | 15,19 | 19,48 | -21,70 | -27,83 |
| AZ 12-700 | -0,58 | 8,75 | 19,18 | | -33,07 | |
| Az 26-700 | -0,80 | 6,72 | 12,54 | | -15,68 | |
| Redusert skalkstørrelse | -0,76 | 7,41 | 14,14 | | -18,61 | |
| Leire | 2,81 | 35,39 | 53,5 | | 19,04 | |
| 4m utgraving, 12m spunt | -0,58 | 2,99 | 6,06 | | -10,45 | |

I punkt 3 bruker man en kurve fra beregninger utført for snittet gjennom skalken, vist i Figur 8-7. Ved å utføre beregninger i dette snittet med valgt jordmateriale og spunt, samt at man setter på en stor putelast, vil man kunne generere en last-deformasjonskurve som vist i Figur 8-8 I figuren er det illustrert et eksempel på akseptabel putelast for en utbøyning på 3 mm.



Figur 8-7 - 2D modell av skalk med påført putelast

Last-deformasjon for 2D-snitt gjennom skalk

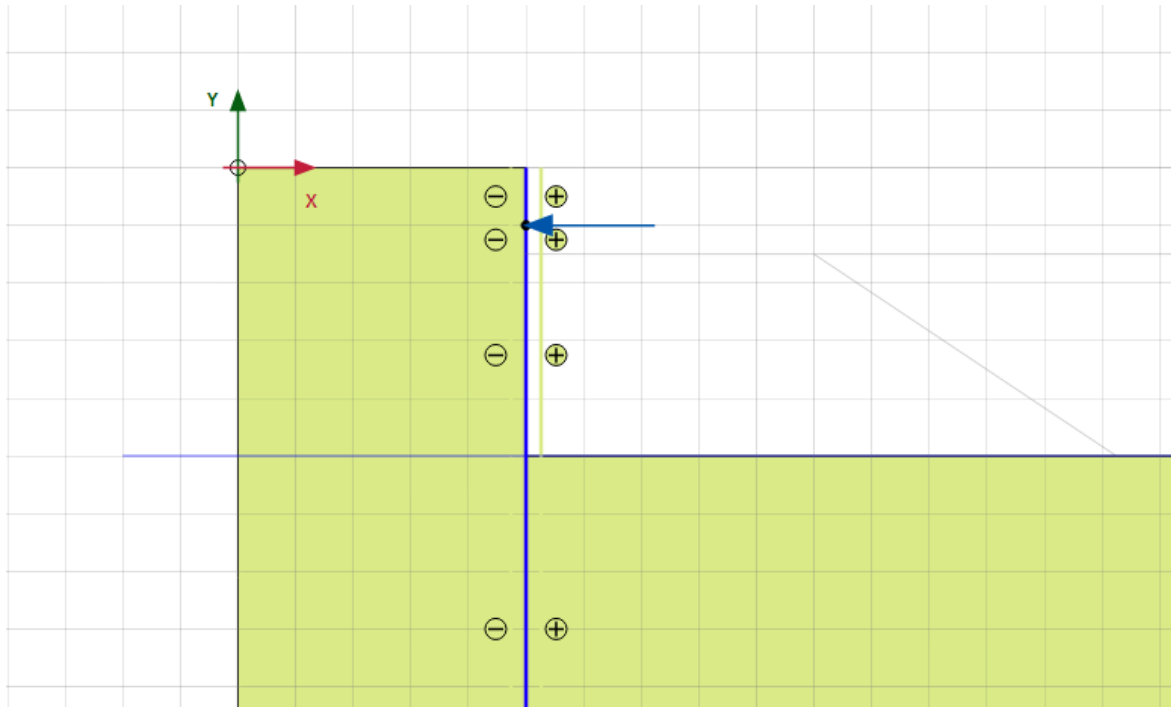


Figur 8-8 - Last deformasjonskurve med illustrert eksempel på avlesning

I punkt 4 er det en annen omregningsfaktor som kommer inn i bildet. Denne baserer seg på fordelt last i puta, beregnet med 3D-modellen. Man ser på størrelsen til den fordelte lasta ved topp graveskråning etter 1.seksjon og sammenligner denne med fordelt last i symmetriplanet. Omregningsfaktor for 5 tilfeller er vist i Tabell 8-3 Legg merke til at omregningsfaktoren er i størrelsesorden 0,7 for alle tilfeller hvor basismodellens sandmateriale er anvendt.

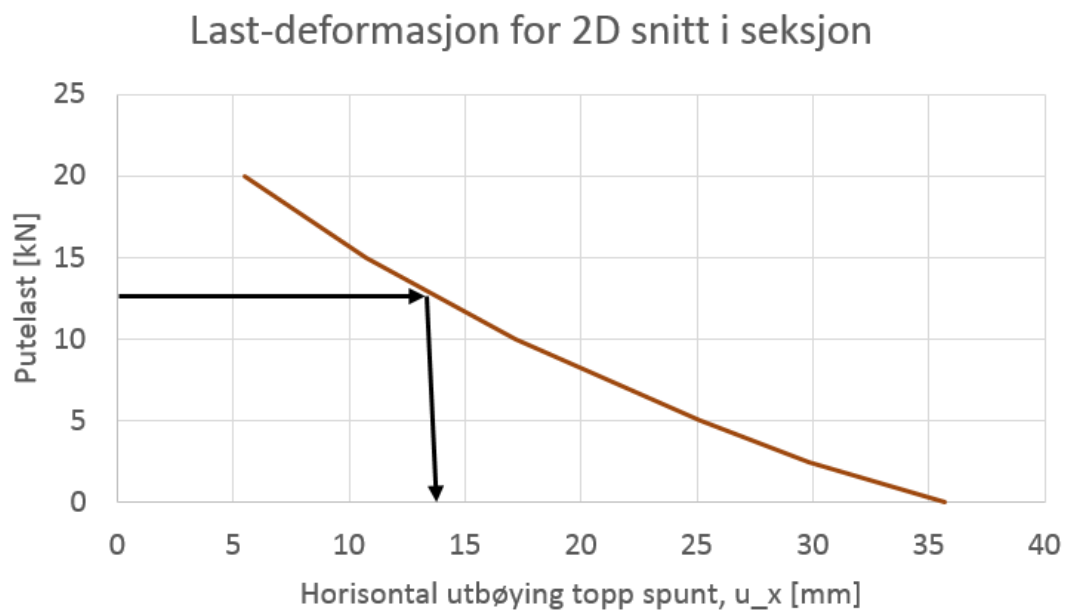
Tabell 8-3 - Omregningsfaktorer for putelast i skalk og seksjon

| | Fordelt last etter 1.seksjon | | Omregningsfaktor |
|----------------|------------------------------|---------|------------------|
| | Skalk | Seksjon | (Seksjon/skalk) |
| Basis | 23,7 | 17,4 | 0,7342 |
| AZ 12-700 | 26,44 | 18,47 | 0,6986 |
| AZ 26-700 | 23,8 | 17,14 | 0,7202 |
| Redusert skalk | 22,06 | 16,58 | 0,7516 |
| Leire | 31,36 | 35,99 | 1,1476 |



Figur 8-9 - 2D modell av utgravd seksjon med putelast

Punkt 5 beskriver en ny last-deformasjonskurve. Denne er beregnet med en 2D-modell fra utgravd seksjon. Fra kurven kan man lese av utbøyningen for en gitt last.



Figur 8-10 - Last-deformasjonskurve for utgravd seksjon med eksempel på avlesing av utbøying

Dette er lasten etter utgraving av 1.seksjon. Den må derfor (punkt 6) multipliseres med et forholdstall for å få total utbøying. Forholdstall fra utførte beregninger er vist i Tabell 8-2.

Metoden som her er beskrevet har mange ulemper, men fortjener likevel å nevnes. Dersom man kjører mange beregninger med variasjon av parametre, vil man kanskje kunne se et mønster i forholdstall og omregningsfaktor. Om ikke man finner noe mønster, vil man uansett kunne danne seg et erfaringsgrunnlag. Erfaringsgrunnlaget vil kunne brukes i forbindelse med framtidig prosjektering som et sammenligningsgrunnlag.

9 KONKLUSJON

Det er greit å få samsvar mellom en 3D-modell og 2D-snitt gjennom modellen for beregningstilfeller hvor man ikke er nært brudd i jorda.

Resultatene fra beregninger utført for utgraving av flere seksjoner, viser at utbøying i topp spunt fortsetter å øke når man graver ut flere seksjoner. Dette medfører at man bør utføre beregninger hvor man simulerer utgraving av 3-4 seksjoner for å kunne bestemme total utbøying nøyaktig.

Da det viste seg at det å endre jordparametre fikk stor betydning, er det mulig at antallet seksjoner som det bør utføres beregninger for, kan være avhengig av jordmaterialet i modellen.

Beregningene som ble utført for andre spunttyper gav forventede resultater. Et tiltak for å redusere utbøyingene kan være å anvende en stiver spunt. Reduksjon av skalkstørrelse ved å redusere topp skalk vertikalt ut fra spuntten med 1m gav lite utslag. Dersom virkningen av redusert skalkstørrelse skulle vært tydeligere, måtte man redusert skalkstørrelsen ytterligere.

I forbindelse med gjennomlesing av denne oppgaven ble det oppdaget at 3D-modellen hadde for lite jordvolum bak spuntten, noe som medfører en begrensning av spuntens utbøying. Dette ble bekreftet av en ekstra beregning utført med et større jordvolum. På det tidspunktet dette ble oppdaget, var det ikke tid til å utføre nye beregninger, som kunne gitt mer realistiske resultater.

Modellen har også en mulig svakhet i forhold til praktisk utførelse av seksjonsvis utgraving. Siden modellen har et symmetriplan vil resultatene tilsvare at 2. seksjon graves ut symmetrisk om senterlinjen. Det vil si at to seksjoner graves ut parallelt. Dette ville i praksis utføres ved å grave bort skalken på den ene siden først, for så å grave ut den andre siden mens betongdekket på den første siden herder. Altså utgraving og herding av dekke på annenhver side. Dersom dette skulle vært modellert realistisk, ville det krevd større regnekapasitet og ført til en stor økning i regnetid. En slik modellering kan være tema for fremtidige analyser.

I forbindelse med denne oppgaven er det også gjort erfaringer rundt bruken av en 3D-modell i forhold til modellering i 2D-snitt. Det viser seg at arbeidet med å lage, feilsøke og verifisere en 3D-modell er tidkrevende og gir lite uttelling i forhold til nøyaktigheten på resultatene. 3D-modeller bør derfor sees på som et verktøy for å studere for eksempel utbøyingsmønstre, og mindre egnet til beregning av eksakte verdier.

Beregningene som er utført i forbindelse med denne oppgaven viser at det er vanskelig å prosjektere seksjonsvis utgraving uten å lage en 3D-modell. Det er total utbøyning i toppen av spuntene som er dimensjonerende, og det viser seg å være vanskelig å bestemme denne ved andre metoder enn ved å utføre en 3D-beregning. Det er forsøkt å se på forholdstall mellom total utbøyning og utbøyning etter utgraving av 1.seksjon, men i forbindelse med denne oppgaven er det ikke utført nok beregninger til å kunne se noe mønster.

10 VIDERE ARBEID

Da seksjonsvis utgraving av spunt er en forholdsvis ny metode, er det mange aspekter man kunne sett nærmere på. Det er mange parametere som kan varieres, for så å studere effekter av dette. Dette gjelder både jordparametere, parametere for konstruksjonselementer og størrelser i beregningsmodellen. Det kan også være av interesse å studere et tilfelle hvor man har vannstrømming inn i byggegropa.

I forbindelse med prosjektering er det kanskje særlig interessant å se på løsninger som fører til en mer gunstig utnyttelse av materialer. Dette kan for eksempel være å se på effekten av en stivere pute opp mot effekten av en stivere spunt.

Det vil være kostnadsbesparende i modelleringstimer og regnetid å finne en metode der geoteknikeren kan dimensjonere spunten ved hjelp av 2D-beregninger. Problemet med en slik forenklet beregningsgang er at det er vanskelig å bestemme total utbøying av spunten. Det er ønskelig å kunne utføre beregninger for seksjonsvis utgraving av spunt ved hjelp av 2D-snitt. Er det mulig å utarbeide en forholdstallsmetode, og eventuelt hvilke faktorer som påvirker forholdstallene?

REFERANSER

- ArcelorMittal (Producer). (2010, 16. september 2015). Products - z-sections. Retrieved from <http://sheetpiling.arcelormittal.com/page/index/name/zsections>
- Brinkgreve, R. B. J., Engin, E., & Swolfs, V. M. (2013a). *Plaxis 3D - Tutorial manual 2013*: A.A. Balkema Publishers.
- Brinkgreve, R. B. J., Engin, E., & Swolfs, V. M. (2013b). *Plaxis 3D - Material Models Manual 2013*: A.A. Balkema Publishers.
- Brinkgreve, R. B. J., Engin, E., & Swolfs, V. M. (2013d). *Plaxis 3D - Reference manual 2013*: A.A. Balkema Publishers.
- Brinkgreve, R. B. J., Engin, E., & Swolfs, W. M. (2013c). *Plaxis 3D - Scientific Manual 2013*: A.A. Balkema Publishers.
- Eknes, A. (2008, 14.-16. april). *Deformasjoner bak spunt*. Paper presented at the Spunt og avstivede byggegrøper, Tønsberg.
- Eurocode 0 (2008): Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner NS-EN 1990:2002+NA:2008. Oslo: Standard Norge.
- Eurocode 7 (2008): Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler. NS-EN 1997-1:2004+NA:2008. Oslo: Standard Norge.
- Gjelsvik, V. (2008, 14.-16. april). *Innvendig avstiving*. Paper presented at the Spunt og avstivede byggegrøper, Tønsberg.
- Grande, L. (1998). Some aspects on sheet pile wall analysis, soil structure interaction.
- Herold, A., & Wolfersdorff, P.-A. v. (2009). *The Use of Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness for serviceability Limit State Analyses of GRE structures*.
- Kavli, A. (2008, 14.-16. april). *Spuntberegninger med samvirkeprogram - del 1*. Paper presented at the Spunt og avstivede byggegrøper, Tønsberg.
- Knudsen, S., Nerland, Ø., & Eggen, A. (2008, 14.-16. april). *Jordtrykk*. Paper presented at the Spunt og Avstivede byggegrøper, Tønsberg.
- Kynningsrud (Producer). (2015, 10. september 2015). Fundamentering - teknisk informasjon. Retrieved from <http://www.kynningsrud.no/forretningsomrader/fundamentering/teknisk-informasjon/>

- Lande, E. J., & Karlsrud, K. (2015). Feltforsøk stagboring. Dokumentasjon av effekter ved boring i leire. Delrapport 4.1 fra BegrensSkade.
- Lund, A. K., Langford, J., & Eknes, A. Ø. (2014). Rapportering av skadesaker og vurdering av skadeårsaker, *Begrensning av skader som følge av grunnarbeider*. Delrapport 1+2.2 fra BegrensSkade.
- Multiconsult. (2012). 415238 Notat RIG 01 Geoteknisk vurdering Verftsgata 2.
- Multiconsult. (2013). 415238-RIG-NOT-Spuntberegninger-01 REV01 Verftsgata 2.
- Nordal, S. (2014). *TBA 4116 - Geotechnical engineering advanced course. Lecture notes*.
- Standard Norge (1999). NS-EN 12063:1999 - Utførelse av spesielle geotekniske arbeider - spuntvegger. Oslo: Standard Norge.
- Novapoint. (2010). Brukermanual GeoSuite Excavation.
- Oset, F. (2008, 14.-16. april). *Muligheter og pExcavationproblestillinger*. Paper presented at the Spunt og avstivede byggegrøper, Tønsberg.
- Ou, C.-Y., Hsieh, P.-G., & Chiou, D.-C. (1993). Characteristics of ground surface settlement during excavation. *Canadian Geotechnical Journal*, 30(5), 758-767.
- Persson, H., & Sigström, D. (2010). Staged excavation in soft clay supported by a cantilever sheet pile wall: Numerical analysis and field measurements of the effect of using a wailing beam.
- Potts, D. M., & Zdravkovic, L. (1999). *finite element analysis in geotechnical engineering*. London: Thomas Telford Ltd.
- Ryner, A., Fredriksson, A., & Stille, H. (1996). *Sponthandboken*.
- Schanz, T., Vermeer, P., & Bonnier, P. (1999). The hardening soil model: formulation and verification. *Beyond 2000 in computational geotechnics*, 281-296.
- Szilard, R., & Wile, I. (2004). *Theories and applications of plate analysis : classical, numerical and engineering methods*. Hoboken, N.J: Wiley.
- Vegvesen (2014). Håndbok V220 - Geoteknikk i vegbygging. Oslo: Statens Vegvesen, Vegdirektoratet.