



Høgskolen i Østfold

Avdeling for ingeniørfag

PROSJEKTRAPPORT

Prosjektkategori: Bacheloroppgave
Omfang i studiepoeng: 20
Fagområde: Konstruksjonsteknikk, geoteknikk

Fritt tilgjengelig



Fritt tilgjengelig etter:

Tilgjengelig etter avtale
med samarbeidspartner



Rapporttittel: Samvirke mellom grunn og struktur - tilleggslaster i konstruksjonen som følge av samspill mellom grunn og fundament	Dato: Antall sider: Antall vedlegg:
Forfattere: Rebecca Janik Madeleine Elboth, Joachim Fåberg, Espen Gotteberg, Espen Kleiven.	Veileder: Geir Flote
Avdeling / linje: Avdeling for Ingeniør- og realfag, Bygg	Prosjektnummer: B14B03

Utført i samarbeid med: Multiconsult AS, Region Fredrikstad	Kontaktperson hos samarbeidspartner: Joachim Z. Helgesen
--	---

Ekstrakt:

Som et resultat av strengere krav innført med nye Eurokoder, samt krav til uavhengig kontroll av prosjektering, er det nå større behov for vurdering av samspillet mellom konstruksjonen og grunnen den hviler på. For mange konstruktører er dette emnet til dels ukjent, og det velges ofte å se bort fra vurdering av emnet. Tilleggskrefter som kan oppstå i konstruksjonen som følge av bevegelser i grunnen vil kunne bli vesentlige, avhengig av mange faktorer. Hovedsakelig vil stivheten til selve konstruksjonen og knutepunkt mot fundament, ha avgjørende betydning.

Rapporten tar for seg forenklede metoder for estimering av jordstivhet, samt simuleringer i Autodesk Robot for vurdering av tilleggskrefter som oppstår i konstruksjonen. Avhengig av jordtyper, dybde til fjell og rammens totale stivhet, har resultatene vist en klar trend ved at.....

3 emneord:

Samvirke grunn – struktur
Jordfjærstivhet
Tilleggskrefter



PROJECT REPORT

Category of Project: Bachelor thesis	Free accessible: ☒
Number of stp 20	Free access after:
Engineering field: Structural design, geotechnical design	Accessible after agreement with the contractor ☐

Project title: Soil structure interaction – additional forces in the structure due to interaction between soil and foundation	Date: Number of pages: Number of attachments:
Authors: Rebecca Janik Madeleine Elboth, Joachim Fåberg, Espen Gotteberg, Espen Kleiven	Councillor: Geir Flote
Department / line: Department for Engineering and natural science	Project code: B14B03

Produced in cooperation with: Multiconsult AS, Region Fredrikstad	Contact person at the contractor: Joachim Z. Helgesen
--	--

Extract:

As a result of more harsh requirements introduced with the new Eurocodes, as well as requirements for independent control of design, there is now a greater need for the assessment of interaction between the structure and the ground it rests on. For many structural designers, this topic is partly unknown, and it is often chosen to disregard the assessment of the subject. Additional forces which can arise in the construction due to ground movements may be significant, depending on several factors. Essentially, the stiffness of the structure and the foundation hub will have a decisive impact.

This report examines the simplified methods for estimating soil stiffness and simulations in Autodesk Robot for assessment of additional forces that occur in construction. Depending on soil types, depth to the bedrock, and the frame's overall stiffness, the results shows a clear trend in that

3 indexing terms:

Soil - structure interaction
Soil spring stiffnes
Additional loads

1 Forord

Bachelorstudiet ved høgskolen i Østfold, avdeling for ingeniørfag- bygg, er et treårig studium som avsluttes med et hovedprosjekt. Gruppen består av fire studenter som sammen har løst denne oppgaven, med fokus på prosjektstyring, samarbeid og faglig troverdighet i vårt arbeid.

Alle gruppemedlemmer har fordypet seg i konstruksjonsteknikk, og denne oppgaven ble valgt da den føltes svært relevant for faglig utvikling, og ønske om videre arbeid innen faget.

Vår oppdragsgiver er Multiconsult AS, avd. Fredrikstad, som etter henvendelse fra gruppen kunne presentere problemstillingen som danner grunnlaget for oppgaven. Multiconsult AS er et av landets ledende ingeniørselskaper innen rådgivning og prosjektering.

Per i dag er samvirke mellom jord og konstruksjon litt i gråsonen hva gjelder ansvarsområde mellom konstruktør og geotekniker. Geoteknisk ekspertise er i dag en begrenset ressurs, og kan til tider oppfattes som en flaskehals av konstruktør. Dermed er det oppstått et ønske fra konstruktør å kunne foreta vurderinger av samvirke allerede i tidligfase, uten at det krever for store ressurser fra geotekniker. Slik kan det arbeides parallelt på tvers av faggrupper.

Gruppens oppgave dreier seg dermed rundt problemstillinger innen samvirkeproblematikk mellom jord og konstruksjon, i hvilken grad dette skal hensyntas på bakgrunn av krav i Eurokode 1992, samt forenklede metoder for vurdering av tilleggslaster som følge av samvirke mellom grunn og konstruksjon.

Joachim Z. Helgesen (siv. ing), Faglig leder ved Multiconsult AS, samferdselsavdeling, har undervist i faget konstruksjonsteknikk (KT) 1, 2 og 3 på Høgskolen i Østfold avd. for ingeniørfag bygg. Joachim Z. Helgesen har fungert som gruppens veileder og kontaktperson hos oppdragsgiver.

Gruppen har også fått uvurderlig veiledning av Corneliu AthanasIU (Professor, Dr. Ing.), tidligere Multiconsult AS / NTNU, til vurdering og beregning av jordstivheter til bruk i vårt arbeid.

Vi vil rette en stor takk til våre veiledere Joachim Z. Helgesen, Corneliu AthanasIU, og Geir Flote fra Høgskolen i Østfold for et velfungerende samarbeid. Vi takker Multiconsult AS for å stille oppgave til rådighet for oss, samt å bevilge ressurser i form av faglig veiledning, kursavgifter, og materiell i forbindelse med EXPO.

Takk!

Sted og dato:

Rebecca Elboth

Joachim Fåberg

Espen Gotteberg

Espen Kleiven

2 Innholdsfortegnelse

Forord.....	3
Sammendrag.....	6
1. Innledning	7
1.1. Bakgrunn	7
1.2. Oppdragsgiver	7
1.3. Problemstilling	10
1.4 Omfang og begrensninger	12
1.5 Mål.....	Feil! Bokmerke er ikke definert.
1.6 Verktøy	13
1.7 Definisjoner og begreper	13
2 Beregning av jordstivhet	15
2.1 Teoretisk grunnlag.....	15
2.2 Gazetas metode.....	15
2.3 Janbus metode	21
2.4 Robot Building Soils kalkulator	24
3 Simulering Autodesk Robot.....	28
3.1 Metode.....	28
3.2 Modellering i Autodesk Robot	29
3.3 Toleransekrav	32
3.4 Forutsetninger og begrensninger for simuleringer	34
3.5 Elastisitetsmodul	35
3.6 Poisson's tall (ν , μ).....	38
4. Resultater simuleringer	40
4.1 Overskrift.....	40

4.2	Overskrift.....	40
4.3	Overskrift.....	40
4.4	Overskrift.....	40
4.5	Overskrift.....	40
5.	Konklusjon.....	40
	Kilder.....	41
	Vedlegg	42

..... Ikke ferdig, må skrives videre på

..... flyttes???

..... Kontrollere fakta!

..... Ha med eller ikke?

3 Sammendrag

1. Innledning

1.1. Bakgrunn

Samvirke mellom grunn og konstruksjon er, og har alltid vært, en utfordring. Da særlig etter innføring av nytt regelverk i form av eurokoder i 2010, i tillegg til krav om uavhengig kontroll.

Dette har resultert i økt arbeidsmengde, og krav til kompetanse, både for geotekniker og konstruktør, noe som igjen kan føre til at prosjekter stopper litt opp i vente på vurderinger fra geoteknisk avd.

Et annet, men viktig, element er hvordan avstanden mellom faget geoteknikk og konstruksjon har fått faktiske konsekvenser for mange bygg. Dvs. skader som oppstår grunnet setninger, som igjen har ført til tilleggskrefter -og lastvirkninger. Denne situasjonen oppstår ofte fordi konstruktøren har tatt utgangspunkt i at fundamentene står på fast grunn med en gitt bæreevne, mens de i virkeligheten beveger seg avhengig av jordtype(r), dybde til fjell og belastning.

Ved hjelp av en bedre forståelse av forholdene mellom grunn og konstruksjon kan denne oppgaven forhåpentligvis bidra til å redusere skadeomfanget på bygg. Kanskje også å gjøre konstruktøren mer uavhengig av geotekniker, ved hjelp av enkle og sikre metoder som kan benyttes for beregninger av aktuelle jordfærstivheter for å avdekke eventuelle tilleggslaster grunnet samvirke tidlig i prosjekteringsprosessen. På denne måten vil konstruktør ha mulighet til å hensynta disse problemstillingene med en viss grad av nøyaktighet, da til sikker side, slik at krav i Eurokode 1992 tilfredsstilles.

En annen karakteristisk utvikling som følge av nye krav og regler er økt omfang av pelebruk. Valg av peler som fundamenteringsløsning er dyrere enn direkte fundamentering, men gir økt trygghet for prosjekterende. Forhåpentligvis kan resultater i denne rapporten bidra til at valg av direkte fundamentering øker, med de positive økonomiske konsekvenser det måtte ha.

1.2. Historisk utvikling

Allerede fra forhistorisk tid har ingeniører hentet sin viten om fundamentering og jordstruktur fra tidligere erfaringer. Disse erfaringene var helt frem til starten på det 19-århundret av et ganske beskjedent omfang fordi byggemåten frem til da undergikk langsomme forandringer. Dokumentasjonen var også begrenset og tjente sjeldent som erfaringsgrunnlag det kunne bygges videre på.

Etter hvert som byggehastigheten økte utover på 1900-tallet opplevde man stadig skader av større og mindre omfang på grunn av manglende kunnskap om fundamentering. Dette hadde også sammenheng med at bygg stadig ble mer komplekse, skulle ha mindre fotavtrykk og kunne bygges i flere etasjer.

Den teknologiske utviklingen som preger vårt moderne samfunn har gitt oss mange nye verktøy som i dag gjør det mulig å foreta avanserte beregninger det tidligere ikke var mulig å gjøre for hånd. Det som uten tvil har satt sitt preg på metode og teori er inntoget av datateknologi, som har gjort det mulig å bake inn numeriske modeller, som igjen har gitt nye teorier muligheten til å se dagens lys.

Innenfor fagområdene Geoteknikk og Konstruksjonsteknikk kommer dette spesielt tydelig frem. I dag kan vi sette opp bygg på grunnforhold man tidligere ikke trodde var mulig, og konstruksjonene kan ha form og fasong som for det blotte øyet vekker undring- og beundring.

I Norge er det lange tradisjoner knyttet til geoteknikk som fagfelt. Det blomstret opp utover 1960-70 tallet i forbindelse med oljeutvinning og fundamentering på havbunnen. Etter hvert som landet gikk inn i sin «gullalder» og utviklingen av bygg, vei og infrastruktur økte, økte også behovet for ingeniører. Dessverre har ikke utdanningstempoet av ingeniører sammenfalt med behovet, og i dag merker vi følgene av dette på fagområder som geoteknikk og konstruksjonsteknikk.

Den stadige utviklingen av metoder og teori, samt nye og strengere krav knyttet til kontroll og utførelse er derfor blant de største utfordringene ingeniører står ovenfor i dag. I en tid der økonomi spiller en viktig rolle er det nødvendig å kunne utnytte metoder som tidligere ikke har vært implementert i arbeidsrutiner, og samvirke mellom grunn og konstruksjon er ett av disse områdene.

Frem til 2010, da vi fremdeles anvendte Norsk Standard, var det kanskje for lite fokus på sammenhengen mellom grunn og struktur. Geoteknikeren hadde sine oppgaver og konstruktøren sørget for sine, ofte uavhengig av hverandre, med det resultat at skader på bygninger, bruer, veier osv. ofte ble store og dyre å reparere.

Nå, med nye Eurokoder, stilles det indirekte krav om bedre samarbeide mellom geotekniker og konstruktør, og direkte krav om at samvirke mellom grunn og konstruksjon skal hensyntas.

Det betyr at konstruktøren må beregne aktuelle tilleggslastvirkninger som grunnforholdenes ev. instabilitet vil gi, og på den måten kan konstruktøren komme med tiltak som kan hindre korte- og langsiktige skader fra å oppstå, samt vurdere fundamenteringsløsninger på et bredere grunnlag.

Vår oppgave er å belyse dette tema, og forhåpentligvis komme frem til en forenklet metode som kan være til hjelp for konstruktøren med tanke på beregning av tilleggslastvirkninger på et tidlig tidspunkt i prosjektet, mer eller mindre avhengig av geoteknisk avdeling.

Før vi går løs på oppgaven skal vi gi en liten innføring i geoteknikkens verden og historie.

Karl von Terzaghi er den «moderne» geoteknikkens far. Han ble født i Praha i 1883, som på den tiden var en Østerriksk provins. Han skrev allerede i 1925 en omfattende bok om jordmekanikk: «Erdbaumechnik». Dette verket var det første i moderne tid som kunne anses som en god lærebok.

Terzaghi hadde i lengre tid studert hvordan bygg plassert på leirholdig jord fortsatte å synke i lang tid etter at de ble oppført, og det var denne erfaringen, i tillegg til Laboratorieundersøkelser som ble spiren til Geoteknikkens fødsel.

Fra 1919 og frem til 1924 førte disse observasjonene frem til det som vi i dag kjenner som konsolideringsteorien.

Teorien forklarer prosessen som oppstår i leire og silt som er påført det samme totaltrykket over lang tid. Det er spenningsomlagringen i grunnen som forandres over tid og gir utslag i form av ulike setninger og stabilitet. Enkelt forklart kan man si at etter hvert som belastningen pågår, presses vannet ut av leire og silt, og det er ikke lenger vannet som tar imot trykket, men heller selve strukturen, altså skjelettet i massene. Jordens oppbygning og styrke blir da avgjørende for bæreevnen.

Etter videre studier ble det nødvendig å dele totalspenningen opp i to ulike komponenter: Poretrykk og effektivtrykk. Poretrykket beskriver den indre reaksjonen i porevannet, mens effektivtrykket beskriver den indre reaksjonen i selve jordskjelettet.

Disse prinsippene ble anvendt for første gang av professor Karl Terzaghi i forbindelse med dambrudd som følge av vannstrømning gjennom jord rundt 1925.
Ref. Nilmar Janbu, Grunnlag i Geoteknikk, Tapir forlag 1989.

Karl Terzaghi utdannet seg ved det Tekniske Universitetet i Graz, og i 1925 ble han professor ved Massachusetts Institute of Technology. Her møtte han for første gang den Østerriksk fødte Arthur Casagrande, en amerikansk bygg- og geoteknisk ingeniør mest kjent for utviklingen av laboratorieutstyr. Casagrande ble ansatt som Terzaghis assistent og videreutviklet blant annet Ødometerapparatet for å bestemme primær og sekundærkonsolidering, og treksialforsøk for å bestemme skjærfasthet.
"Arthur Casagrande". The Electronic Journal of Geotechnical Engineering. Retrieved 2010-02-14. Disse to, sammen med Donald W. Taylor, forfatteren av boken «Fundamentals of Soil Mechanics», arbeidet sammen ved Massachusetts Institute of Technology, og anses som de tre viktigste personene på det undervisningsmessige område innenfor geoteknikk.

Ref. Nilmar Janbu, Grunnlag i Geoteknikk, Tapir forlag 1989

På midten av 1800-tallet ble det foretatt en undersøkelse av jordras langs Canal de Bourgogne av franskmannen Alexandre Collin. Han kunne konkludere med at glideflatene langs raskanten ofte var krumme. Denne betraktningen ble deretter videreutviklet av svenske ingeniører tidlig på 1900-tallet i forbindelse med å øke stabiliseringen av jernbaner og kai-anlegg. I en ti års periode fra 1913-1922 arbeidet svenskene Petterson, Fellenius og Hultin med en rapport kjent som «Slutbetenkande», som har blitt stående som en av de viktigste kildene fra Geoteknikkens barndom.

Rapporten kom som et resultat av den forskningen de tre gjorde etter at Stigberg kai i Göteborg raste ut i 1916, bare ett år etter at den ble bygd. Rapporten konkluderer med at man langs glideflatene kunne rekonstruere profilet og belastningen før

utglidningen, og dermed regne seg frem til den gjennomsnittlige skjærspenningen som var nødvendig for å opprettholde likevekt langs glideflaten.

Metoden ble kjent som «Swedish Slip Circle Method», eller «Lamellemetoden». Denne metoden er veldig allsidig og nøyakteig, men tidkrevende, da man må dele opp jordmassene i et antall vertikale lameller og beregne hver lamell for seg.

Denne metoden ble igjen videreutviklet av Nilmar Janbu fra lille Norge rundt 1970, metoden er kjent som «Direkte-metoden», lansert etter hans doktoravhandling om stabilitet i skråninger.

1.3. Oppdragsgiver

Multiconsult AS er et av Norges og Nordens ledende miljøer innenfor rådgivning og prosjektering innenfor olje og gass, bygg og eiendom, industri, samferdsel, energi og miljø. I over hundre år har Multiconsult medvirket i flere tusen prosjekter og satt markante spor etter seg over hele landet. Multiconsult er opptatt av at hele bransjen skal utvikle seg faglig. Derfor fokuseres det på gjensidig utveksling av erfaring og læring på tvers av de enkelte aktørene.

Multiconsult Fredrikstad er lokalisert i sentrum av Fredrikstad med bryggepromenaden og Glomma som nærmeste nabo. Til daglig jobber ca. 60 Multiconsult medarbeidere i lokalene i Fredrikstad, som er organisert i en regionledelse samt 4 avdelinger: Bygg og Eiendom, Samferdsel og Infrastruktur, Industri-Energi-Olje og Gass.

Multiconsult Fredrikstad er engasjert ved Høgskolen i Østfold, avdeling for ingeniørfag bygg, som forelesere innen konstruksjonsfag. I tillegg bidrar de utover dette, gjennom i en årrekke å ha stilt hovedprosjekter til rådighet for avgangsstudentene, med støtte både økonomisk og faglig. Multiconsults engasjement har med dette vært viktig for Høgskolens satsing på utdanning av bygningsingeniører.

1.4. Problemstilling

Generelt kan det sies at fundamentet er en av de viktigste «byggsteinene» i en konstruksjon. Det er den delen av konstruksjonen som samler opp bidragene fra alle krefter i konstruksjonen, og fører dem videre ned i grunnen. Det er samtidig den delen som er i direkte kontakt med både grunnen og konstruksjonen og fungerer dermed som et grensesnitt i denne overgangen. Alt som skjer i grunnen får konsekvenser for fundamentet og dermed også hele, eller deler av konstruksjonen.

Eurokode NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 punkt 2.6 «Tilleggskrav for fundamenter» sier følgende:

(1)P Der samvirket mellom grunnen og konstruksjonen har betydning for lastvirkningene i konstruksjonen, skal det tas hensyn til egenskapene til grunnen og virkningene av den gjensidige påvirkningen i overensstemmelse med NS-EN 1997-1.

(2) Der det kan påregnes betydelige differenssetninger, bør det tas hensyn til deres påvirkning på lastvirkningene i konstruksjonen.

(European committee for standardization, 2004)

De ovenstående kravene er noe uklare, da det ikke finnes noe spesifikt eller tallfestet mål å strekke seg etter.

Hva skjer i grunnen når fundamentet får tilført en viss kraft?

Hvilke enkle metoder kan anvendes for å gjøre en tilfredsstillende betraktning av grunnens oppførsel?

Hvilke tilleggsbelastninger får konstruksjonen som en følge av ev. forskyvninger i grunnen?

Oppdragsgiver har derfor fremsatt problemstillingen «Når skal samvirke mellom grunn og struktur vurderes?», med håp om at gruppen kan komme frem til et konkret svar på dette, eventuelle utelatelseskriterier, eller forenklete metoder for å hensynta samvirke.

Bakgrunnen for å fremsette denne problemstillingen, er at krav fremsatt i Eurokode 1992 kan oppleves som noe «diffust». I Eurokoden finnes det stadig henvisninger til at ting «skal vurderes» «skal tas hensyn til der det er av betydning» osv.

Gjennom kommunikasjon med Standard Norge, ved Siv. Ing. Steinar Leivestad, for klarlegging av ovenstående problemstilling, er konklusjonen som følger av dette at ingen klare kriterier for det aktuelle området, «med tre desimaler og to streker under», eksisterer. Men dersom en løsning må være annerledes «når man tar hensyn til en gitt effekt», da har det betydning. Her er det et visst spillerom for «skjønn» og «erfaring». For en del problemstillinger har man ifølge Standard Norge sagt at hvis det å ta hensyn til en effekt ikke øker lastvirkningene med mer enn 5-10 % så kan de sees bort fra. Dette skal naturligvis gjøres med forsiktighet. Å addere flere slike effekter kan fort bli veldig galt. Det spiller også en rolle hva konsekvensen av å se bort fra en effekt vil være, om det er et «brudd» ved overskridelse av tøyings/deformasjongrenser eller et direkte «sammenbrudd» med fare for liv og helse.

Styrende for slike vurderinger er teksten i NS-EN 1990+NA2008 (European committee for standardization, 2002). Teksten i NS-EN 1990 er formulert på et litt overordnet vis som i § 2.1(1)P og (2)P som sier at konstruksjonen i sin forutsatte brukstid skal fylle krav til sikkerhet, brukbarhet og bestandighet for alle påvirkninger og forhold som det er påregnelig vil opptre.

I § 3.2(1)P står at de dimensjonerende situasjonene velges slik at konstruksjonen vil fylle sin funksjon under de forhold som kan inntreffe. Og § 5.1.1(2) sier at beregningsmodellene som velges bør være egnet til å forutsi konstruksjonens oppførsel med tilfredsstillende grad av nøyaktighet.

I alt dette ligger at ingen ting er «helt nøyaktig» små avvik ligger innenfor sikkerhetskonseptet med sine partialfaktorer. Normalt velger man løsninger/modeller

slik at «unøyaktigheten» går til sikker side. En mulig «trade-off» etter flere valg til sikker side kan være at man har rom for å neglisjere enkelte forhold som har liten betydning i alle aktuelle posisjoner/snitt.

Rent grunnleggende skal enhver konstruksjon på jord gis en kvalifisert geoteknisk vurdering basert på NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 (European committee for standardization, 2004), og samvirket mellom konstruksjon og jord vurderes. Noen ganger er konklusjonen av en slik vurdering enkel og åpenbar, noen ganger er den komplisert og med mange mulige forhold å ivareta.

Det henvises til tillegg G i Eurokode 1992 (European committee for standardization, 2004) for metoder til å simulere samvirket mellom grunn og konstruksjon. Dog er tillegg G utformet på overordnet vis, med krav til fire forskjellige nivåer av analyse, fra 0- 3. Ved å benytte metode og resultater i denne rapporten er, etter gruppens vurdering, krav i analysenivå 0 tilfredsstilt. Ved å vurdere tilleggslaster påført fundamenter kan analysenivå 2 vurderes tilfredsstilt, samt avgjøre om analysenivå 3 må benyttes. For å tilfredsstille analysenivå 1 bør grundigere analysemetoder med større grad av nøyaktighet benyttes, da metoder og formler i denne rapporten ikke egner seg til vurderinger av kontakttrykk mellom jord og fundament.

Det skal nevnes at tillegg G kan oppfattes som noe uklart, og kommer neppe til å overleve i den forestående revisjonen av eurokode 2. Dette ifølge Siv. Ing. Steinar Leivestad ved Standard Norge.

1.5. Omfang og begrensninger

Litteratursøk og studier vil inngå som en omfattende del av prosjektet, da ingen av de belyste emner er dekket av pensum ved Høgskolen i Østfold.

Etter gjennomgang med veileder er det foreslått omfang av oppgaven.

Prosjektet skal søke å finne forenklede metoder for beregning av jordstivhetsparametere, for bruk i Autodesk Robot Structural Analysis (RSAP), i form av jordfjærstivheter. I denne rapporten er det valgt kun å fokusere på statiske jordfjærer, dvs. at det ikke tas hensyn til jordskjelv, som er en dynamisk analyse der også horisontale deformasjoner blir hensyntatt. Det sees derfor kun på statisk rotasjonsstivhet (K_{rocking}) og vertikalstivhet (K_z) for grunnen, som følge av direkte fundamentering.

Beregning av setninger og fjærkonstanter baserer seg på arbeider utført av den Greske geoteknikeren George Gazetas (Ph.D), etter henvisning fra Dr. Ing. Corneliu Athanasiu. Gazetas arbeider har siden blitt akseptert og implementert i lærebøker rundt om i verden.

Det er viktig at disse metodene kan benyttes basert på jordparametere som i størst mulig grad er tilgjengelig i oppslagsverk eller annet, lett tilgjengelig for kvalifisert geotekniker.

Når tilfredsstillende metode for beregning av jordfjærstivhet er funnet skal disse videre benyttes til analyse av en spesifisert rammegeometri i Autodesk Robot.

Analyser utført i Robot er gjennomført på en enkelt rammegeometri – enkeltramme – med to rammehjørner og to opplagere. Ved å sette på kombinasjoner av fjærstivheter for å simulere grunnens oppførsel sammen med ulike stivheter i rammen vil dette gi en sammenheng mellom grunnens deformasjon og tilleggskreftene som oppstår i konstruksjonens ulike elementer.

1.6. Mål

For at gruppen skal ha størst mulig utbytte av arbeidet med prosjektet er det fastsatt noen prosessmål. Gruppen skal systematisk benytte prosjektstyringsverktøy for å ha best mulig oversikt i forhold til fremdrift og medgått tid. Arbeids oppgaver skal defineres så tidlig som mulig, og prosjektleder skal sørge for kontroll og revisjon av fremdriftsplan hver 14. dag for å unngå overraskelser mot prosjektslutt. Det skal arbeides preventivt underveis for å unngå konflikter, slik at gruppen får utnyttet det fulle og hele potensialet av det å jobbe i team.

Effektmål definert for dette prosjektet, er å belyse og benytte relativt enkle, anerkjente, beregningsmetoder for bestemmelse av jordfjærers stivhet. Disse jordfjærene skal kunne benyttes direkte i Autodesk Robot eller tilsvarende programvare.

Videre effektmål skal oppnås gjennom å simulere en enkel konstruksjonsramme fundamentert på ulike jordtyper og tykkelser, slik skal det forsøkes å finne en relasjon mellom jordstivhet og tilleggskrefter som oppstår i konstruksjonen. Resultater fra simuleringsanalyser av et antall kombinasjoner vil forhåpentligvis kunne vise en trend i disse relasjonene. Basert på denne trenden kan sikkerhetsfaktorer for tillegg i lastvirkning foreslås, for ytterligere å forenkle konstruktørs arbeid med emnet gjennom direkte bruk av disse.

1.4 Verktøy

Autodesk Robot Structural Analysis er et kraftig beregningsverktøy som baserer seg på elementmetoden for løsning av komplekse ligningssystemer for beregning av krefter og kraftfordeling gjennom kompleks geometri, og gi nøyaktige resultater for dette som bruker kan hente ut. Robot kan også dimensjonere konstruksjonsdeler basert på nasjonale bygningskoder.

Alle simuleringsresultater samles, systematiseres og presenteres i regneark fra Excel.

1.5 Definisjoner og begreper

Es: Elastisitetsmodul/ deformasjonsmodul., forholdstallet mellom en strekk- eller trykkspenning og en relativ elastisk deformasjon som spenningen forårsaker i et materiale

Poissons tall: relativ tverrkontraksjon dividert med relativ lengdeforandring ved små deformasjoner av elastiske legemer.

Direkte fundamentering: Fundamenter plassert direkte på bakken.

B14B03 : Samvirke mellom grunn og struktur

Punktfundament: fundament som bærer last fra et enkelt søylepunkt.

Stripefundament: langsgående fundament som fordeler laster per løpemeteter.

Hookes lov: $F = k \cdot x$, sier at kraften som skal til for å endre lengden på en springfjær er proporsjonal med endringen.

G: grunnens skjærmodul

2 Beregning av jordstivhet

2.1 Teoretisk grunnlag

Jord er i utgangspunktet elasto- plastisk, ettersom deformasjoner avtar og fasthet øker i takt med deformasjoner og konsolidering. En vanlig tilnærming for å vurdere jordens deformasjonsegenskaper er å anse det som lineær- elastisk. Ved beregning av jordfjærer er det valgt å ta utgangspunkt i at lineær- elastisk metode ligger til grunn. Dermed er Hookes lov gjeldende. Dvs. $F = K \cdot z$, der F er påførte krefter, K er fjærkonstanten og z er setningene i grunnen.

Fjærkonstanten, K , er definisjon på grunnens deformasjonsegenskaper i forhold til påført belastning som kan brukes av ingeniører til å gjøre overslag på hvordan grunnen vil reagere på en gitt belastning avhengig av designvalg. På denne måten er det mulig for ingeniøren å ta høyde for eventuelle lastvirkninger som må oppstå i konstruksjonen som følge av grunnens oppførsel. K kan defineres som stivhet for rotasjon, vertikal- og horisontal forflytning.

2.2 Gazetas metode

For å finne grunnens stivhetsparametere finnes det et stort antall teorier og metoder for beregning av dette. Gjennom veiledning fra Dr. Ing. Corneliu Athanasiu, tidligere geotekniker i Multiconsult og professor II ved NTNU, er det valgt å benytte seg av arbeidene til den Greske geoteknikeren Dr. Ing. George Gazetas. Gazetas publiserte i 1991 et komplett sett beregningsmetoder basert på sin forskning i «Journal of Geotechnical Engineering» (Gazetas G. , Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations, 1991). Beregningsmetoder i denne rapporten baserer seg på Gazetas egne publikasjoner, samt tilleggsinformasjon hentet i faglitteratur som har implementert Gazetas i sine metoder.

Formelverket utviklet av Gazetas er gyldig for følgende fundament og grunn kriterier:

1. Direkte fundamentering
2. Tilnærmet alle fundament geometrier, ekskludert smultringform
3. Nedgravd, delvis nedgravd og overflatefundament
4. Homogene masser til fast underlag.

Teorien er som nevnt gjeldende for masseløse fundamenter som kan anses som stive i forhold til underlaget de står på. Til bruk for å vurdere virkningene i konstruksjonen, som følge av samvirke mellom grunn og struktur, vil i praksis fundamentet i all hovedsak kunne ansees som stivt. Det forutsettes dermed at spenningsfordelingen under fundamentfot er lineær og jevnt fordelt. I de tilfeller der spenningsfordelingen under fundamentet er av interesse, f. eks. ved bestemmelse av endelig kontaktrykk, dimensjonering av selve fundamentet, o.l., er metoden ikke egnet å benytte.

Fordeler ved bruk av Gazetas formelverk er at det er gyldig for et bredt spekter av fundamenttyper, plassert direkte på grunnen, med behov for relativt få opplysninger

om grunnens egenskaper. Dette gjør det mulig for konstruktør å gjøre overslagsberegninger tidlig i prosjekt hva gjelder påvirkning på konstruksjonen fra grunnen.

Det er hovedsakelig to formelverk som ligger til grunn for manuelle beregninger av fjærkonstanten, K. Ligning (2.1)- (2.3) gjelder for masser med *stor dybde* til faste lag, det vil si så store dybder at bidrag fra faste masser ikke har nevneverdig innvirkning. Det er ingen klar definisjon på "hvor dypt" er dypt, men forfatteren av boken «Soil mechanics and foundations, 3rd edition» (Budhu, 2011), antyder at ligninger av Gazetas kan brukes når tykkelsen av jordlaget er slik at 90 % av anvendte spenninger er fordelt i den. Forenklet; For et rektangulært område med største bredde, B, bør tykkelsen av jordlaget være minst 2B.

Gazetas teorier baserer seg på elastisitetsteori, og jordparametere som er nødvendig for å vurdere jordens egenskaper er grunnens E- modul, eller mer korrekt-deformasjonsmodul, E_s , samt Poissons ratio, μ , for videre beregning av grunnens skjærmodul, G. Skjærmodulen G er definert som forholdet mellom skjærspenninger og skjærstrekk. Skjærmodulen er relatert til E_s og μ ved følgende formel: (Bowles, 1997) ($\mu = \nu$). i følge forfatteren vil typisk feilmargen ligge innenfor $\pm 10 \%$, hvilket er ubetydelig for de fleste praktiske formål. (Gazetas G. , Analysis of machine foundation vibrations: state of the art, 1983)

$$G := \frac{E_s}{2(1 + \nu)} \quad \text{kN/m}^2 \quad (2.1)$$

Deformasjonsmodulen, E_s , som benyttes her, er ingen enkel parameter å fremskaffe nøyaktig.

Den varierer med jordtype, tilstand, porestruktur, og dybde. Jordtrykket er som regel kjent direkte under fundamentfot, men reduseres med økende dybde. Tilnærmede verdier er derfor vanlig å benytte seg av for både E_s og μ . E_s og μ er elastiske parametere av stor interesse, da disse er vanlig brukt for beregning av setninger. (Bowles, 1997)

Typiske verdier for deformasjonsmodul, E_s , for et utvalg jordtyper er gitt i figur 1. Merk at E_s for jord typisk utgjør 1/ 10 – 1/ 100 av tilsvarende for betong og stål. Grunnet store variasjoner bør øvre og nedre grense vurderes, eller kyndig geotekniker konfereres for større nøyaktighet ved bestemmelse av E_s .

Field values depend on stress history, water content, density, and age of deposit

Soil	E_s , MPa
Clay	
Very soft	2–15
Soft	5–25
Medium	15–50
Hard	50–100
Sandy	25–250
Glacial till	
Loose	10–150
Dense	150–720
Very dense	500–1440
Loess	15–60
Sand	
Silty	5–20
Loose	10–25
Dense	50–81
Sand and gravel	
Loose	50–150
Dense	100–200
Shale	150–5000
Silt	2–20

Figur 1: Verdier deformasjonsmodul E_s (Bowles, 1997)

Poisson's tall, μ , er mye brukt både ved vurdering av setninger og trykkspenninger. μ er definert som forholdet mellom jordens vertikal- og horisontaldeformasjon. Vanlig geoteknisk praksis er å anta Poisson tallet basert på erfaring og oppslagsverk, med større nøyaktighet enn for E_s .

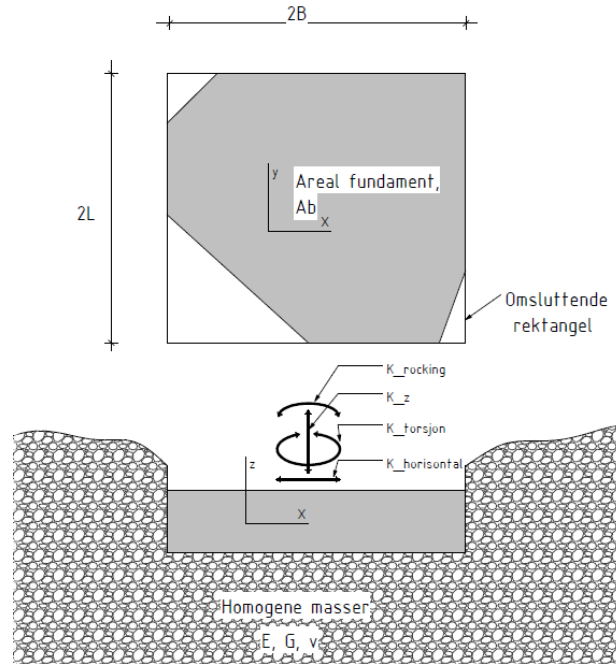
Figur 2 gir en oversikt over typiske verdier for poissontallet for ulike jordtyper.

Values or value ranges for Poisson's ratio μ

Type of soil	μ	μ	Soil type
Clay, saturated	0.4–0.5	0.4–0.5	Most clay soils
Clay, unsaturated	0.1–0.3	0.45–0.50	Saturated clay soils
Sandy clay	0.2–0.3	0.3–0.4	Cohesionless—medium and dense
Silt	0.3–0.35	0.2–0.35	Cohesionless—loose to medium
Sand, gravelly sand commonly used	–0.1–1.00 0.3–0.4		
Rock	0.1–0.4 (depends somewhat on type of rock)		
Loess	0.1–0.3		
Ice	0.36		
Concrete	0.15		
Steel	0.33		

Figur 2: Verdier Poissontallet, μ (Bowles, 1997)

Figur 3 viser definisjonen på vilkårlig fundamentform med geometriske parametre.



Figur 3: Geometriske parametre vilkårlig fundament ($2L \geq 2B$)

Ligningene (2.2) til (2.4) inneholder, sammen med figur 1, 2 og 3, all nødvendig informasjon for beregning av statiske jordfjærparametre i *dype* homogene masser. (Gazetas G. , Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations, 1991) Disse gjelder også for vilkårlig fundamentgeometri ref. figur 1. Merk at inngangsparametre for lengde og bredde er $2L$ og $2B$, da formler hensyntar halve fundamentbredde og – lengde. Ved statiske betraktninger er det i all hovedsak vertikalstivheten, K_z , og rotasjonsstivheten, $K_{rocking}$, som vil ha innflytelse på systemet. $K_{torsjon}$ og $K_{horizontal}$ vil også være aktuelle dersom dynamiske betraktninger er målet, f.eks. ved jordskjelvkontroll, dimensjonering av maskinfundamenter etc. utsatt for dynamiske krefter.

For beregning av statisk vertikalstivhet kan følgende uttrykk for K_z benyttes:

$$K_z := \frac{2 \cdot G \cdot L}{1 - \nu} \cdot \left(0.73 + 1.54 \cdot \left(\frac{A_b}{4 L^2} \right)^{0.75} \right) \quad \text{kN/m} \quad (2.2)$$

For rotasjonsstivhet om langside, y-aksen, K_{ry} : ($2L \geq 2B$)

$$K_{ry} := \frac{G}{1 - \nu} \cdot I_{by}^{0.75} \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.25} \cdot \left(2.4 + 0.5 \cdot \frac{L}{B} \right) \quad \text{kNm/rad} \quad (2.3)$$

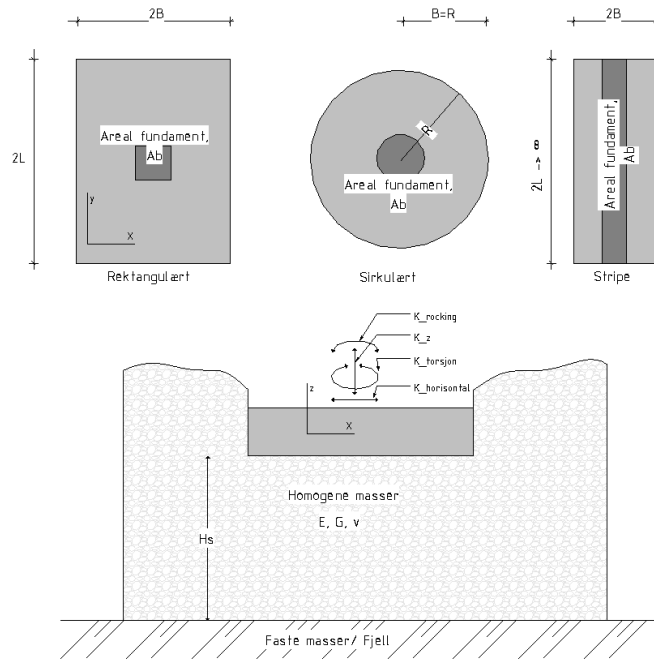
For rotasjonsstivhet om kortsiden, x-aksen, K_{rx} : ($2L \geq 2B$)

$$K_{rx} := \frac{3 \cdot G}{1 - \nu} \cdot I_{bx}^{0.75} \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.15} \quad \text{kNm/rad} \quad (2.4)$$

Merk at (2.2) – (2.4) er *uavhengig* av dybde til faste masser, og kan benyttes ved svært store dybder, eller der dybden er ukjent.

Ligning (2.5) – (2.10) tar hensyn til *dybde til faste masser* og er en videreutvikling av ligning (2.2) – (2.4). Ved bruk av (2.5) – (2.10) kan også fundamenter på grunnere lag vurderes. (2.5) – (2.10) gjelder dog kun for spesifisert geometri; sirkulært, rektangulært og stripefundament.

Figur 4 viser definisjon på fundamentformer med geometriske parametere for (2.5) – (2.11). (Gazetas G. , 1991)



Figur 4: Geometriske parametere rektangulære, sirkulære og stripe fundamenter ($2L \geq 2B$)

For *kvadratiske* fundamenter kan ligning (2.5) og (2.6) benyttes.

For beregning av statisk vertikalstivhet, *kvadratisk* fundament ($2B \times 2L$, $2L = 2B$)

$$K_z := \frac{4 \cdot B \cdot G}{1 - \nu} \cdot \left(1 + 1.3 \cdot \frac{B}{H_s} \right) \quad \text{kN/m} \quad (2.5)$$

For rotasjonsstivhet om, x- og y-aksen, $K_{ry} = K_{rx}$ for kjent dybde til faste masser:

$$K_{ry} := \frac{8 \cdot G \cdot B^3}{3 (1 - \nu)} \left(1 + 0.17 \cdot \frac{B}{H_s} \right) \text{ kNm/rad} \quad (2.6)$$

For *rektangulære* fundamenter er ligning (2.7), (2.3) og (2.4) gyldige. ($2B \times 2L$, $2L > 2B$)

Vertikal jordstivhet for rektangulært fundament kan beregnes ved $K_z =$ (2.7)

$$K_z := \frac{2 \cdot G \cdot L}{1 - \nu} \cdot \left(0.73 + 1.54 \cdot \left(\frac{B}{L} \right)^{0.75} \right) \cdot \left(1 + \frac{\frac{B}{H_s}}{0.5 + \frac{B}{L}} \right) \text{ kN/m} \quad (2.7)$$

For beregning av Rotasjonsstivhet for rektangulære fundamenter ($L > B$) anbefales bruk av ligning (2.3) og (2.4), da det ikke er utviklet eget ligningssett for dette. Det antas små avvik ved bruk av (2.3) og (2.4) da dybde til faste masser har lite og si for rotasjonsstivheten.

Dersom jordstivhetsfjærer er ønskelig for *langsgående stripefundament* kan ligning (2.8) – (2.9) benyttes.

Vertikalstivhet, K_z stripefundament:

$$K_z := \left(\frac{0.73 \cdot G}{1 - \nu} \left(1 + 3.5 \cdot \frac{B}{H_s} \right) \cdot 2 L \right) \text{ kN/m} \quad (2.8)$$

Rotasjonsstivhet om langside, K_{rx} , for stripefundament (2.9)

$$K_{rx} := \frac{\pi \cdot G \cdot B^2}{2 (1 - \nu)} \cdot \left(1 + 0.2 \frac{B}{H_s} \right) \cdot 2 L \text{ kNm/rad} \quad (2.9)$$

For *sirkulært* fundament kan vertikalstivhet beregnes som i (2.11), og rotasjonsstivhet i (2.12)

Vertikalstivhet sirkulært punktfundament:

$$K_z := \frac{4 \cdot R \cdot G}{1 - \nu} \cdot \left(1 + 1.3 \cdot \frac{R}{H_s} \right) \quad \text{kN/m} \quad (2.10)$$

Sirkulært fundament rotasjonsstivhet om alle akser:

$$K_{rxy} := \frac{8 \cdot G \cdot R^3}{3(1 - \nu)} \left(1 + 0.17 \cdot \frac{R}{H_s} \right) \quad \text{kNm/rad} \quad (2.11)$$

Figur 5 gir estimater på «modulus of subgrade reaction», direkte oversatt: vertikale jordstivhetsfjærer, for noen ulike jordtyper. For leire deles jordstivheten inn avhengig av grunnens bæreevne, q_0 . Verdiene i figur 5 kan benyttes for kontroll opp mot beregnede resultater i ligningene (2.2) – (2.11) for vertikalstivhet.

Range of modulus of subgrade reaction k_s

Use values as guide and for comparison when using approximate equations

Soil	k_s , kN/m ³
Loose sand	4800–16 000
Medium dense sand	9600–80 000
Dense sand	64 000–128 000
Clayey medium dense sand	32 000–80 000
Silty medium dense sand	24 000–48 000
Clayey soil:	
$q_a \leq 200$ kPa	12 000–24 000
$200 < q_a \leq 800$ kPa	24 000–48 000
$q_a > 800$ kPa	> 48 000

Figur 5: jordstivhetsfjærer typiske jordtyper (Bowles, 1997)

Den elastiske metoden for å finne setningene er basert på arbeid utført av Gazetas et al. (1985-1991), som beskrev problemer knyttet til Janbu, Bjerrum, og Kjaernali` (1956) metode som er konvensjonelt benyttet i lærebøker. (Budhu, 2011)

2.3 Janbus metode

Nilmar Janbu (1921-2013) kom fra det lille øysamfunnet Bjørnsund ved Hustavika. Han tok sivilingeniøreksamen i 1947 ved NTH, og fikk stipend fra Norge-Amerika Foreningen i 1948. Janbu reiste over til USA og begynte på Harvard University i Cambridge.

Der treffer han både Terzaghi og Casagrande, som begge ble hans veiledere.

Janbus arbeider ble raskt lagt merke til, og i 1953 sluttførte han sin doktoravhandling om stabilitet i skråninger. Doktoravhandlingen gjorde at han internasjonalt ble best kjent som skredekspert, men han har også foretatt banebrytende arbeider innenfor

setnings- og jordtrykkberegninger, samt undersøkelser av jordartenes geotekniske egenskaper i felt og laboratorium, og dimensjonering av peler.

Hans evne til å se praktiske problemer og kunne løse de ved hjelp av teoretiske kunnskaper gjorde at han ble benyttet som rådgiver og problemløser ved store prosjekter, blant annet i forbindelse med fundamenteringen av de enorme konstruksjonene på bunnen av Nordsjøen i 1970-årene, Kansai Airport i Japan og Oslo Lufthavn, Gardermoen.

Janbu var til 1961 ansatt ved Norges Geotekniske Institutt's avdeling i Trondheim, med ansvar for geoteknikk-undervisningen ved NTH. Da Institutt for geoteknikk ble opprettet 1961, ble Janbu utnevnt til professor i geoteknikk.

Janbus undervisning og forskning har fått store konsekvenser for det gode renommé norsk geoteknikk har opparbeidet både nasjonalt og internasjonalt.

Nilmar Janbu er æresmedlem i Norsk Geoteknisk Forening, medlem av Norges Tekniske Vitenskapsakademi og Det Kongelige Norske Videnskabers Selskab. Han har også fått Lauritz Bjerrums ærespris fra Norsk Geoteknisk Forening og Austen B. Mason Prize fra Harvard University.

Ref. K. Flaate og K. Senneset (red.): Nilmar Janbu – en vegviser i geoteknikk, Trondheim 2001.

I utgangspunktet har hvert prosjekt blitt vurdert av geoteknisk avd. med tanke på hvilke parametere som har vært nødvendig å hente opp i forhold til grunnforholdene på det aktuelle stedet, sett i sammenheng med den type konstruksjon som skal oppføres.

Som oftest har dette vært målinger knyttet til:

1. Skjærstyrkeverdier og poretrykk som benyttes i Stabilitetsanalyser. Aktuelt blant annet ved vegskjæring/fylling, og byggegroper.
2. Ødometerforsøk, som ved setningsberegninger gir primær- og sekundærsetninger. Mest aktuelt i forhold til akseptert deformasjon i konstruksjonen, og i dag; tilleggslastvirkning på konstruksjonen.
3. Jordtrykksberegninger, som gir aktivt og passivt jordtrykk. Der aktivt jordtrykk kan forklares ved at jorden unnviker fra konstruksjonen og passivt jordtrykk ved at jorden presses mot konstruksjonen. Aktuelt ved blant annet støttekonstruksjoner og fundamenteringsdybde.
4. Bæreevne, basert på jordens skjærstyrkekriterier ved forskjellige fundamenteringsmetoder. Der det enten blir benyttet totalspenningsanalyse eller effektivspenningsanalyse. Avhengig av om jorden er i drenert eller udrenert tilstand.

Som oftest har det vært en kombinasjon av disse undersøkelsene som har vært nødvendig fra geoteknisk avd. for å oppnå størst mulig sikkerhet med hensyn på å finne reell stabilitet og styrke i grunnen. Et problem i vår tid, som setter en stopper for dette er begrensning av tid og tilgang på geoteknikere.

Ref: Multiconsult i Fredrikstad; ved geotekn.avd Siv. Ing. Yngvar A. Hanson

Den løsningen som blir benyttet i dag, i tilfeller der det kan være aktuelt med

Dette begrenser seg til områder der grunnvannstanden og jordmassene i utgangspunktet er kjent, slik at mye av undersøkelsene blir gjort på erfaringsbasis av dyktige geoteknikere.

Beregningsgangen kan i korte trekk forklares på denne måten:

De første undersøkelsene geoteknikerne gjør er enaksialt-trykkforsøk, som gir deformasjonsmodulen E.

Deretter blir det gjort konusforsøk som bestemmer både uforstyrret og omrørt skjærfasthet. Konusforsøket benyttes som et supplement til enaksialt-trykkforsøk.

Disse forsøkene setter geoteknikerne i stand til å hente ut jordens bæreevne. Det varierer litt i forhold til hvem som deretter beregner ønsket fundamenttype/bredde. Det kan være både konstruktør og geotekniker som gjør dette. Når ønsket fundamenttype/bredde er valgt utfører geoteknisk avd. et ødometer-forsøk for å finne tøyings- og deformasjonsegenskaper som gir grunnlaget for beregning av setninger for det gitte fundamentet. For enkeltfundamenter er det satt en akseptabel grense på 50mm setningsdifferanse.

Fra en geoteknikers ståsted, er det tid og økonomi som gir forutsetningene for de ulike prosjektenes undersøkelser, og det er byggherren som setter begrensninger i forhold til ønskede forsøk som blir gjort.

Ofte er resultatet at det blir tatt for lite hensyn til grunnforholdene. Dette bør også ses i sammenheng med at det i dag allerede er satt opp bygg på de «gode» grunnforholdene, og at mange av de sentrale og lokale tomteområdene det skal bygges på i dag har dårlige grunnforhold og dermed også krever mer omfattende geotekniske undersøkelser.

Selv om doktoravhandlingen til Janbu handlet om stabilitet i skråninger, er han også kjent for sin utvikling av metoder innen setnings- og jordtrykksberegninger, samt undersøkelser av jordarters geotekniske egenskaper. Det er disse arbeidene som ligger til grunn for den metoden geoteknikere i dag ofte benytter ved beregning av setninger for å finne ønsket fundamenteringstype.

Vi skal her konsentrere oss om direktefundamentering. Typisk «workflow» er i korte trekk forklart på denne måten:

Geoteknisk avd. får informasjon fra laboratoriske undersøkelser etter prøvetaking på det aktuelle grunnområdet ved hjelp av borerigg. Stort sett dreier dette seg om prøver hentet opp til å utføre en såkalt Ødometertest. Ved hjelp av denne testen hentes

parameterne tøyning «e» og deformasjonsmodulen «M» som gir grunnlaget for beregning av setninger.

De ulike testene gir geoteknikeren et knippe med parametere og moduler som blir grunnlaget for beregninger av jordens bæreevne. Ved hjelp av bæreevnen blir konstruktøren i stand til å dimensjonere ønsket fundamentbredde/type.

Geoteknisk avdeling får deretter oppgitt valg av fundament, og kan dermed gå i gang med setningsberegninger. Det hender også at geotekniskavdeling får opplyst lastvirkningen på konstruksjonen, og dermed kommer med forslag til type fundamentering.

Fram til i dag har disse setningene i liten grad inngått i videre beregninger av tilleggslaster som konstruksjonen blir utsatt for, men kun vært benyttet i forhold til hva som kan aksepteres av byggherre i forhold til ulike estetiske hensyn, da mest med tanke på synlig deformasjon og ev. fall mot sluk osv.

2.4 «Robot Building Soils» kalkulator

Autodesk Robot har også en egen modul for estimering av jordstivhetsparametere, kalt: «Building soils – calculation of K coefficient» I beregningsprogrammet beregnes K koeffisienten på grunnlag av verdien av gjennomsnittlig trykk under fundamentet per arealenhet. Den tilhørende K_z - koeffisienten for et fundament med spesifiserte dimensjoner blir også beregnet. Figur 6 viser et bilde av «Robot building soils» med de viktigste inndata i form av jordparametere.

	Friction angle (Deg)	Cohesion (MPa)	ν	E_o (MPa)	Consolidation coeff.	q_{max} (MPa)
1	25,0	0,06	0,40	15,00	1,00	0,30
2	38,0	0,00	0,20	120,00	1,00	0,80
3						

Soil profile graph showing depth (m) from 0,00 to -5,00.

Foundation type: ☒ Rigid, ☐ Flexible

Estimated foundation load: 1000 (kN)

Dimensions (m): A= 2, B= 2

Elastic coefficient: K= 21979,20 (kN/m³), KZ= 87916,60 (kN/m)

Figur 6: Beregning av jordfjærstivheter, K, i Robot Building Soils

Avhengig av om det er kohesjonsjordarter eller friksjonsjordarter baserer Robot «Building Soils» seg på samme jordparametere som Gazetas. Ved å estimere Deformasjonsmodul, E_s , sammen med Poisson tallet, μ / ν , for kohesjonsjordarter, og

friksjonsvinkel for friksjonsjordarter, kan et godt estimat for jordens stivhet beregnes raskt. Konsolideringskoeffisienten er i dette tilfellet definert som forholdet mellom deformasjonsmodulen, E_s , på grunnens overflate og deformasjonsmodulen i nederste lag. Denne kan settes lik 1.0 dersom kun E_s i overflate er kjent, da E_s er tiltakende ved økende dybde. $q_{\max}$ er grunnens bæreevne.

Autodesk Robot benytter seg av et annet teoretisk grunnlag en det ovenstående formelverket fra Gazetas. Følgende formelverk ligger til grunn for beregning av K :

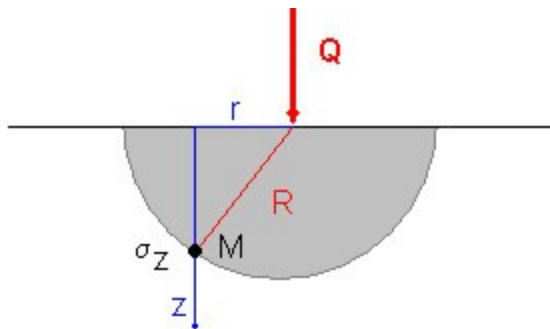
- Det deles inn i jordlag à 0,2m tykkelse
- Hvert lag, n , analyseres på basis av verdiene som er beregnet på dybden i senter av hvert lag, Z_n .
- For dybde Z_n , er den gjennomsnittlige belastningen, forårsaket av ytre belastning fra krefter på fundament, og den overliggende jorda, ($\sigma(z)$), under fundamentet, bestemt fra formelen vist nedenfor.

$$\sigma_{zq}(z) = \frac{-q}{\pi} \cdot 2 \left\{ \begin{aligned} &\arctg \frac{\frac{L}{B}}{\frac{z}{B} \sqrt{1 + \left(\frac{L}{B}\right)^2 + \left(\frac{z}{B}\right)^2}} - \\ &-\frac{z}{B} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{z}{B}\right)^2} + \sqrt{\left(\frac{L}{B}\right)^2 + \left(\frac{z}{B}\right)^2} - \sqrt{1 + \left(\frac{L}{B}\right)^2 + \left(\frac{z}{B}\right)^2} - \frac{z}{B} \right] \end{aligned} \right\} \text{ kPa} \quad (2.12)$$

Der: B – kortside fundament

L – langside fundament

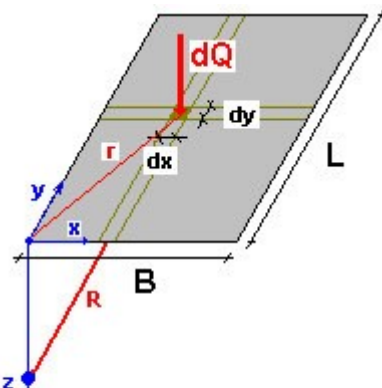
Formelen ovenfor er avledet fra Boussinesque's formel som beskriver gjennomsnittsfordelingen av påkjenninger som følge av en konsentrert last på elastisk halv-rom på lagdelt grunn. (Autodesk Ink, 2014) (Bowles, 1997)



$$\sigma_z = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot R^5} \quad \text{kPa} \quad (2.13)$$

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2 \cdot \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} \quad \text{kPa} \quad (2.14)$$

Anvendelse av superposisjonsprinsippet muliggjør beregning av en belastning ved punktet P (0,0, z), som følge av et tilfeldig utformet fundament belastet med jevn last i henhold til prinsippet nedenfor.



$$\sigma_z(P) = \int_0^L \int_0^B \frac{3 \cdot q \cdot dx \cdot dy}{2 \cdot \pi \cdot z^2 \cdot \left[1 + \left(\frac{x^2 + y^2}{z^2} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} \quad \text{kPa} \quad (2.15)$$

Ligningen over gjelder for å finne spenninger for hjørner av et rektangulært område, under midten av et rektangulært område, samt en gjennomsnittlig verdi under det rektangulære området. Denne kan benyttes for å beregne nøyaktig kontakttrykk mellom fundament og underliggende masser. For å få en verdi av gjennomsnittlig, lineære, spenninger under det rektangulære området, benyttes følgende formel.

$$\bar{\sigma}_z(z) = \frac{1}{A} \int_A \sigma_z dA = \frac{1}{BL} \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} \int_{-\frac{B}{2}}^{\frac{B}{2}} \sigma_z(x, y, z) dx dy \quad \text{kPa} \quad (2.13)$$

For dybden til hvert lag, Z_n , blir påførte spenninger fra det ovenstående jordlaget, $\sigma_{zp}(z)$, bestemt fra ligningen under.

$$\sigma_{zp}(z) = \sum_{i=1}^{ix(i) \rightarrow z} \rho_{si} \cdot h_i \quad \text{kPa} \quad (2.14)$$

Tilleggs spenninger i grunnen som følge av påførte laster fra fundamentet, er medtatt i setningsberegningene.

$$\sigma(Z_n) = \sigma_{sq}(Z_n)$$

Da er beregninger av Δu_n , setninger i hvert lag, n , gjort på bakgrunn av jordens egenskaper som i ligning (2.15)

$$\Delta u_n = h_n \cdot \varepsilon = h_n \cdot \frac{\sigma(Z_n)}{M_{0n}} \quad \text{kPa} \quad (2.15)$$

M_{0n} - Er det opprinnelige modultallet fra ødometerforsøk i det n-te jordlaget. Et forhold mellom deformasjonsmodulen, E_s , og modultallet M_{0n} er uttrykt ved følgende formel. ν er Poisson tallet.

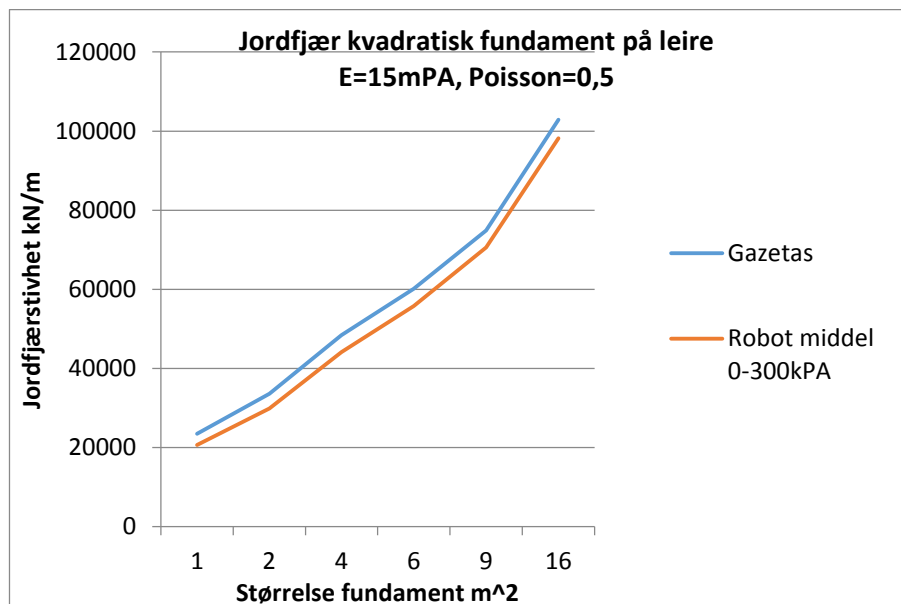
$$E = M \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \quad \text{kPa} \quad (2.16)$$

De totale setningene er deretter funnet ved å summere setninger i alle lag fra (2.15)

$$\Delta u = \sum_n \Delta u_n \quad (2.17)$$

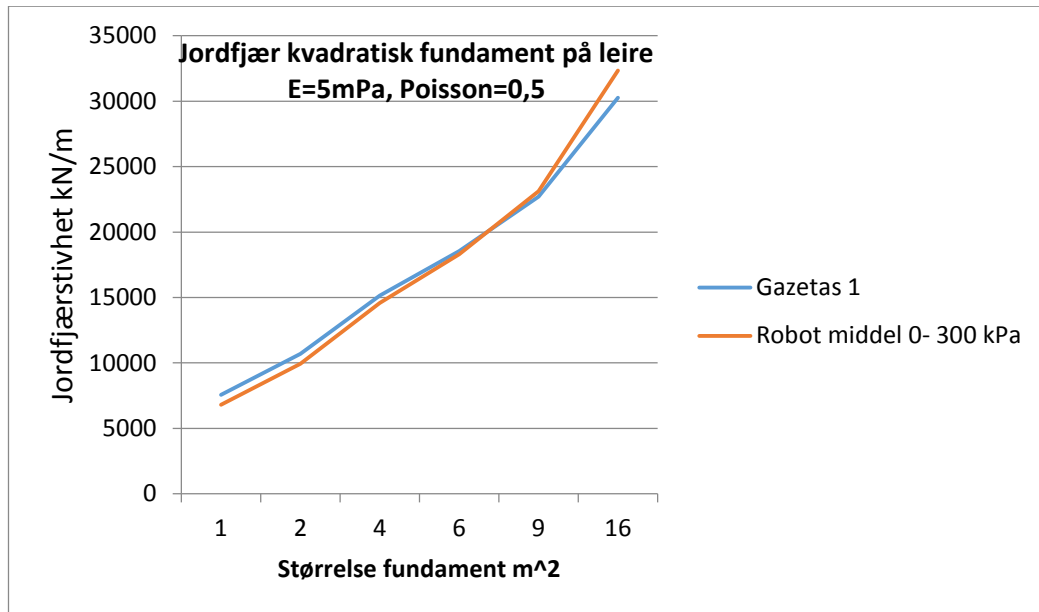
Det er gjort en sammenligning av resultater mellom ovenstående, halvempiriske, formler av Gazetas og metode fra Robot «building soils». Dette er gjort ved å beregne stivhetskoeffisienten K_z for et utvalg E- moduler og Poissontall, da som inndata i hhv. Ligning (2.2) og (2.7) fra Gazetas, og Robot. Beregninger er gjort for et antall fundamentstørrelser for å se om det er sammenheng også uavhengig av geometri.

Resultater fra disse sammenligningene viser svært sammenfallende resultater med de to beregningsmetodene. Gazetas formelverk er uavhengig av spenningsnivå, i motsetning til Robot. Stivhetsfjærer fra Robot er derfor plottet som et middel av alle fjærstivheter mellom 50 – 300kPa grunntrykk.



Figur 7: Sammenligning Robot vs. Gazetas E- modul 15MPa, Poisson = 0,5

Som grafen i figur 5 viser, er det små forskjeller mellom disse beregningsmetodene. Største avvik er 12 % ved fundamentstørrelse 1x1m, som avtar til 5% ved 4x4m.



Figur 8: Sammenligning Robot vs. Gazetas E- modul 5 MPa, Poisson = 0,5

Figur 6 har samme parametere som figur 5, men da med lavere E- modul (5 MPa). Figur 6 viser samme trend som foregående men med noe lavere avvik.

Den samme trenden viser seg ved ytterligere sammenligninger av flere jordparametere, da for punkt- stripe og flåtefundament.

Teorien bak beregninger foretatt i Autodesk Robot må ansees som en svært nøyaktig metode, forutsatt at inndata som ligger til grunn er nøyaktige.

Det at begge beregningsmetoder sammenfaller såpass godt, viser at bruk av både Gazetas og Autodesk Robot er gode tilnærminger, med brukbar grad av nøyaktighet. Det kreves dog noe fler jordparametere ved bruk av «Building soils» i Autodesk Robot, og det begrenser seg til beregning av vertikal jordstivhet. Resultater av simuleringer i kap XXX har vist at det ofte er tilstrekkelig med kun vertikalstivhet, da det ofte er mest konservativt kun å regne med dette.

For beregning av vertikale jordstivheter anbefales det med bakgrunn i ovenstående å benytte Robot building soils, og supplere med rotasjonsstivheter beregnet med ligning (2.3), (2.4), (2.6), (2.9) og (2.11), avhengig av geometri. Ved svært kompleks fundamentgeometri bør manuelle beregninger av vertikalstivhet også benyttes, ligning (2.2), da Robot building soils kun er gyldig for symmetrisk geometri.

3 Simulering Autodesk Robot

3.1 Metode

Hvordan oppnå resultater som gir god nok nøyaktighet?

En av problemstillingene i denne rapporten er å gi et realistisk bilde av hvordan en konstruksjonsdel blir påvirket av ulike grunnforhold. For å kunne gi et bilde av

oppførselen til en gitt konstruksjonsdel, benyttes analyseprogrammet Autodesk Robot Structural Analysis.

For at estimatet skal bli nøyaktig nok til å kunne benyttes i reelle tilfeller krever det et stort nok antall simuleringer som tar for seg ulike jordtyper og dybder til faste masser.

I denne rapporten danner to enkle portalrammer, bestående av stålprofilet HEA 300, grunnlaget for alle simuleringer. Portalrammene simuleres med to ulike geometrier for å kunne vurdere hvordan bjelkespennet gir utslag på lastvirkning og nodekrefter. Dette fordi stivheten i rammen som helhet har svært stor innvirkning på fordeling av lastvirkninger.

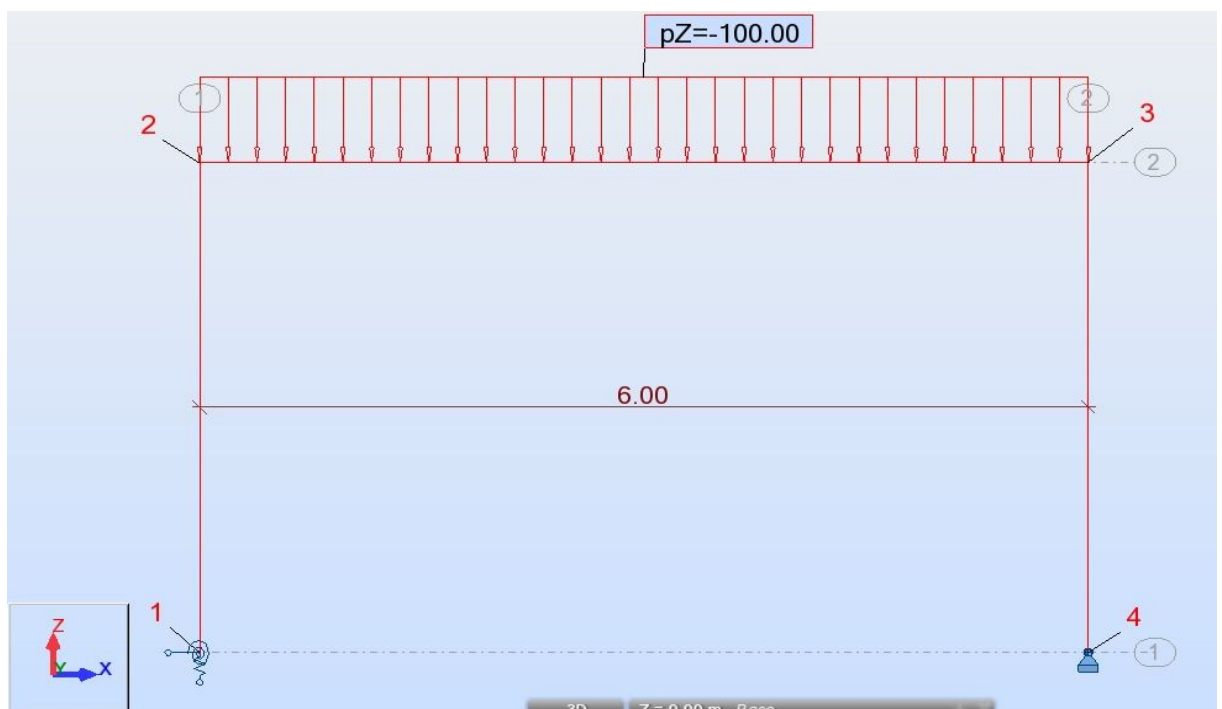
Beregning av jordstivhetsparametere er utført med elastisk spenningsfordeling med teori og formelgrunnlag fra professor G. Gazetas. Se for øvrig kap 2.4 for beregningsgrunnlag.

Elastisitetsmodulen til jord, E_s , avhenger av mange parametere, og undersøkes som regel ved hjelp av ødometer forsøk og vingeboing in- situ. For å kartlegge dette er man avhengig av å ta jordprøver på det aktuelle området og at dette blir analysert av kyndig geotekniker

Det er benyttet elastisitetsmoduler, E_s , basert på erfaringsdata og tidligere boringer i mange ulike typer jordsmonn. Verdier for Elastisitetsmodul er hentet fra læreboken «Foundation analysis and design» (Bowles, 1997). Se for øvrig kap. 3.5 for alternativ metode for å estimere Elastisitetsmoduler.

3.1 3.2 Modellering i Autodesk Robot

Som beskrevet tidligere, er det nødvendig med et stort antall simuleringsforsøk for å få et nøyaktig og godt resultat som grunnlag for oppgaven. I dette ligger blant annet endringer i ulike parametere for å fange opp eventuelle uforutsigbare endringer i oppførselen til konstruksjonen.

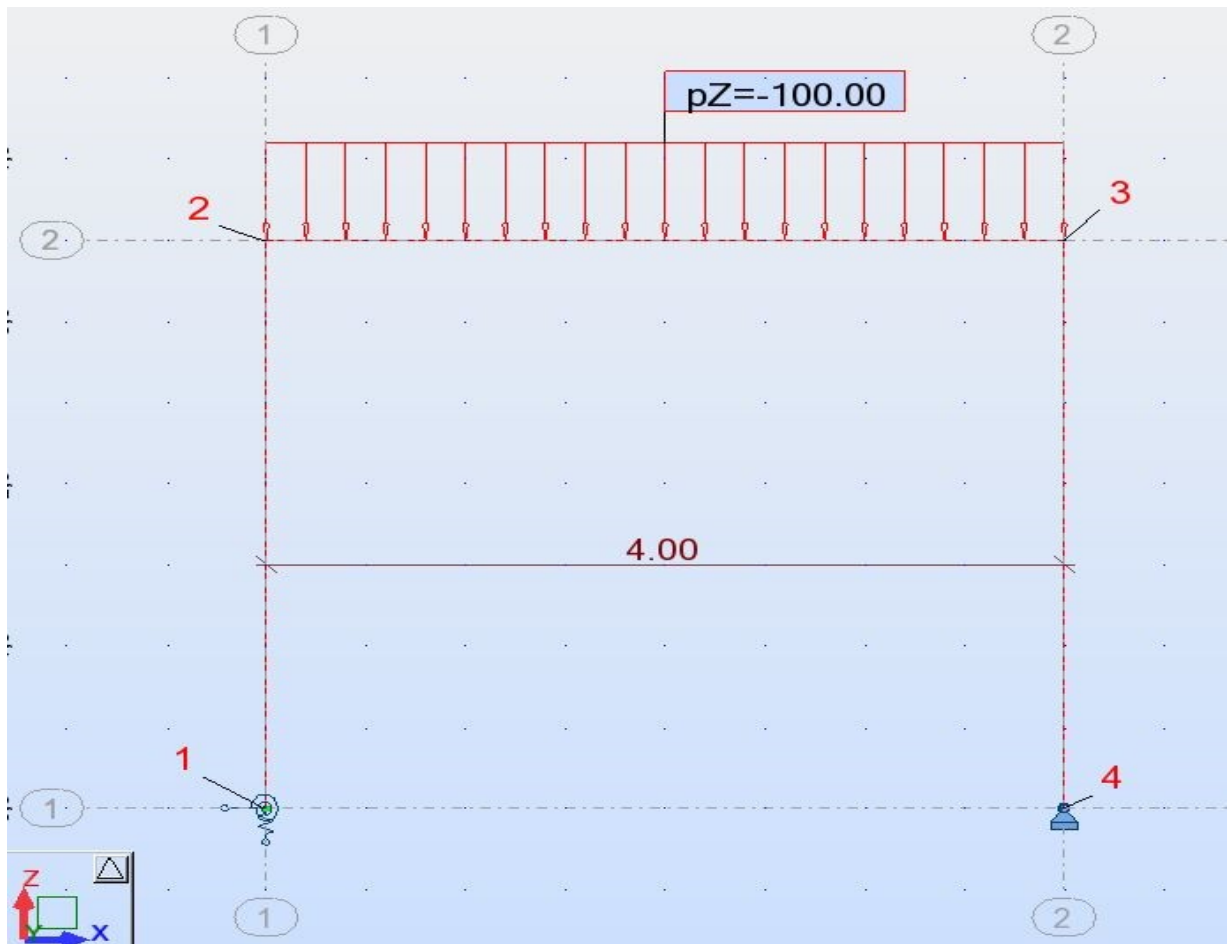


Figur 9: Rammekonstruksjon 1, viser nodeplassering, aksestystem og påført last.

I resultattolkning vil det refereres til noder når tilleggseffekter og lastvirkning som oppstår som følge av setninger er vurdert. Nodeplassering er angitt på figuren over.

I Robot Structural analysis er modellgeometri som på bilde over, hvor rammekonstruksjonen kun består av systemlinjer.

Rammekonstruksjonen blir påført 100 kN/m i overkant jevnt fordelt langs bjelken. Egenvekten til stålprofilene er medregnet. Vi har valgt å begrense lasttilfellene og simulerer kun et enkelt lasttilfelle. For geometrien i ramme 1 tilsvarer dette en initialbelastning på 300 kPa i hvert opplagringspunkt. Det er ikke hensyntatt tilleggseffekter som kan oppstå som følge av ulykke, brann eller jordskjelv.



Figur 8: Rammekonstruksjon 2 som viser nodeplassering, aksestystem og påført last.

Knutepunktene i modellen i henholdsvis node 2 og 3 er ikke gitt spesifikk geometrisk utforming, og vil kun bli definert som leddet forbindelse, delvis leddet og stive forbindelser.

I Robot defineres knutepunktets stivhet ved hjelp av stivhets koeffisienter, kalt releaseses.

Benyttede koeffisienter:

Stiv forbindelse: 1,0

Delvis leddet: 0,5

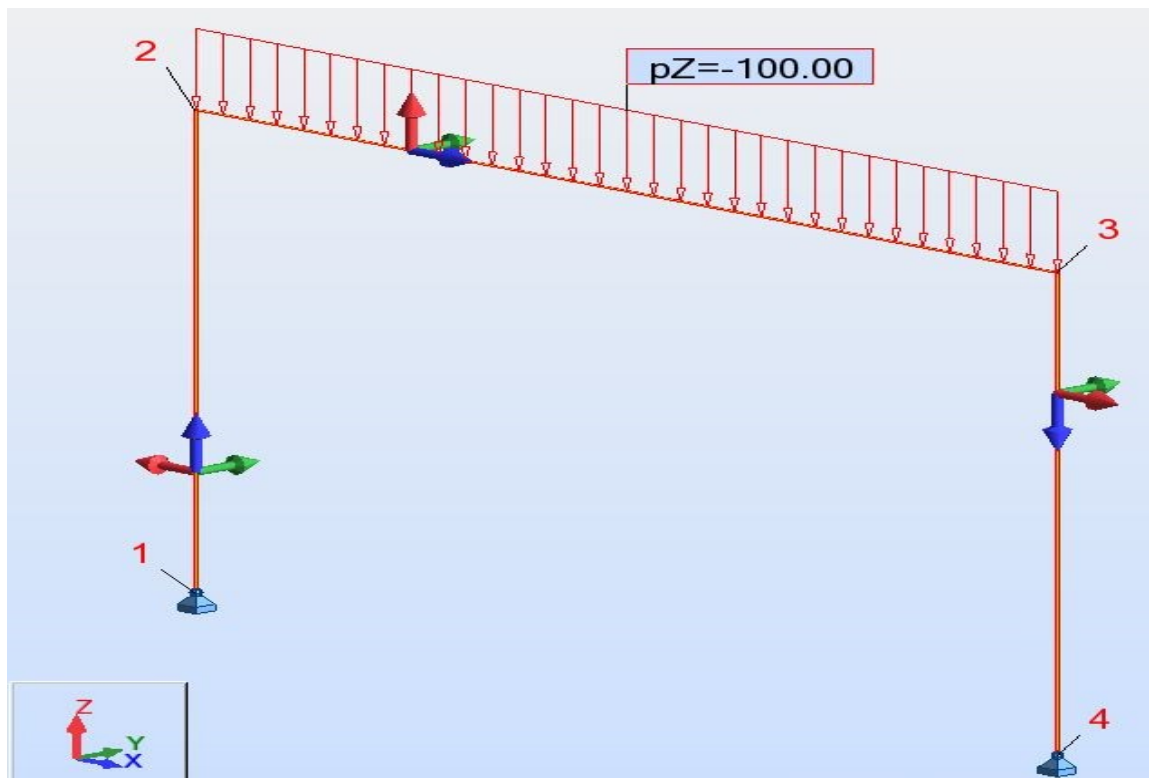
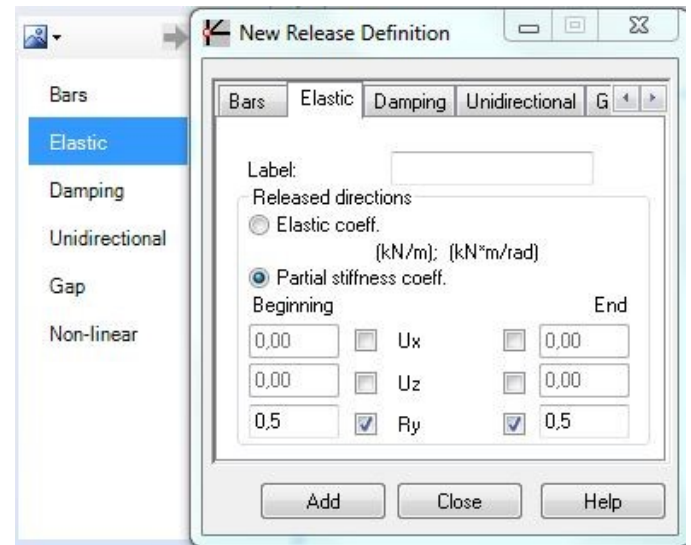
Leddets forbindelse: 0,0

Ved å benytte denne egenskapen i robot kan en simulere ulike forbindelser uten og nødvendigvis utforme knutepunktet.

Å beregne knutepunktets stivhet mellom 1 og 0 kan i midlertidig være en tidskrevende prosess og det velges ofte og beregne knutepunktet som leddet eller helt stivt. Hvorvidt dette er konservativt eller ei, må vurderes i hvert enkelt tilfelle.

Node 2 og 3 er definert ved hjelp av partialfaktorer og det må defineres hvilke akse det ønskes rotasjon om.

Som lastbildet under viser, er det kun vertikale laster som virker på konstruksjonen. Det er derfor kun valgt å vurdere rotasjonen som skjer om Y-aksen.



Figur 10: Figuren illustrerer hvordan node 2 og 3 vil rotere om y-aksen ved påført last.

Rotasjonen om y-aksen blir forårsaket av den vertikale belastningen og setninger som oppstår i fundamentet som følge av de resulterende opplagerkreftene.

Mangfoldet i variasjonene blir simulert i node 1. Variasjonene legges inn med varierende jordstivhetser, gjennom fjærene som tilknytter node 1. Det blir modellert to stivhetsfjærer, henholdsvis vertikalfjær (K_z) og rotasjonsfjær (K_r) som gjenspeiler grunnforholdene avhengig av ulike jordparametere. Alle andre noder er definert som helt stive, delvis stive, eller leddet.

Som vist i kap 2.2 vil vertikalfjæren for en gitt jordtype og dybde til fjell ha benevnelse kN/m og rotasjonsfjæren, K_r , kNm/radian. K_z tilsier hvor stor normalkraft som skal til, for å gi node 1 en meters forflytning langs z-aksen. K_r viser hvor stor momentkraft som må til for å rotere node 1 en radian om y-akse. Autodesk Robot har innstillinger under «Units» hvor det spesifiseres benevnelse for input og output. Det presiseres at Robot benytter kNm/grad som standard oppsett for rotasjonsfjær. Denne må settes til kNm/radian for at det skal være samsvar mellom formelverk fra Gazetas og input i Robot.

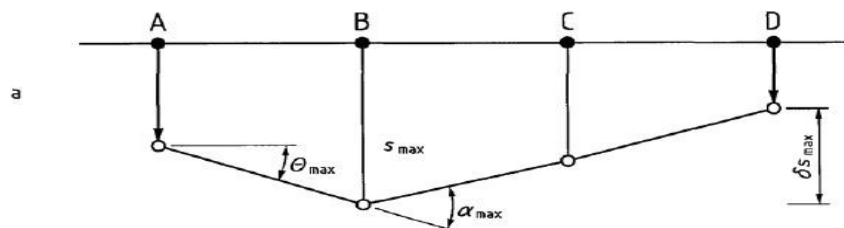
3.2 3.3 Toleransekrav

Toleransekrav som stilles til byggverk med hensyn på setninger er i stor grad basert på erfaringsdata og setningsobservasjoner. Det er ofte kravet til uskadelige setninger og setningsdifferanser som er avgjørende for valg og utforming av byggverkets fundamentering. (Nilmar Janbu, NTH, 1989)

Toleranser knyttet mot eurokode 7 er grenseverdier knyttet mot konstruksjonens deformasjon og fundamentbevegelse. For normale konstruksjoner med enkeltfundamenter er setninger på inntil 50 mm ofte akseptable i henhold til Eurokode 7; del 1; tillegg H; pkt.4. (European committee for standardization, 2004) Eurokoden oppgir toleransekravene ved hjelp av relativ rotasjon eller vinkelforskyvning.

I følge EC 7; del 1; tillegg H; pkt.5 gjelder Grenseverdiene for normale, tradisjonelle konstruksjoner.

NS-EN 1997-1:2004+NA:2008



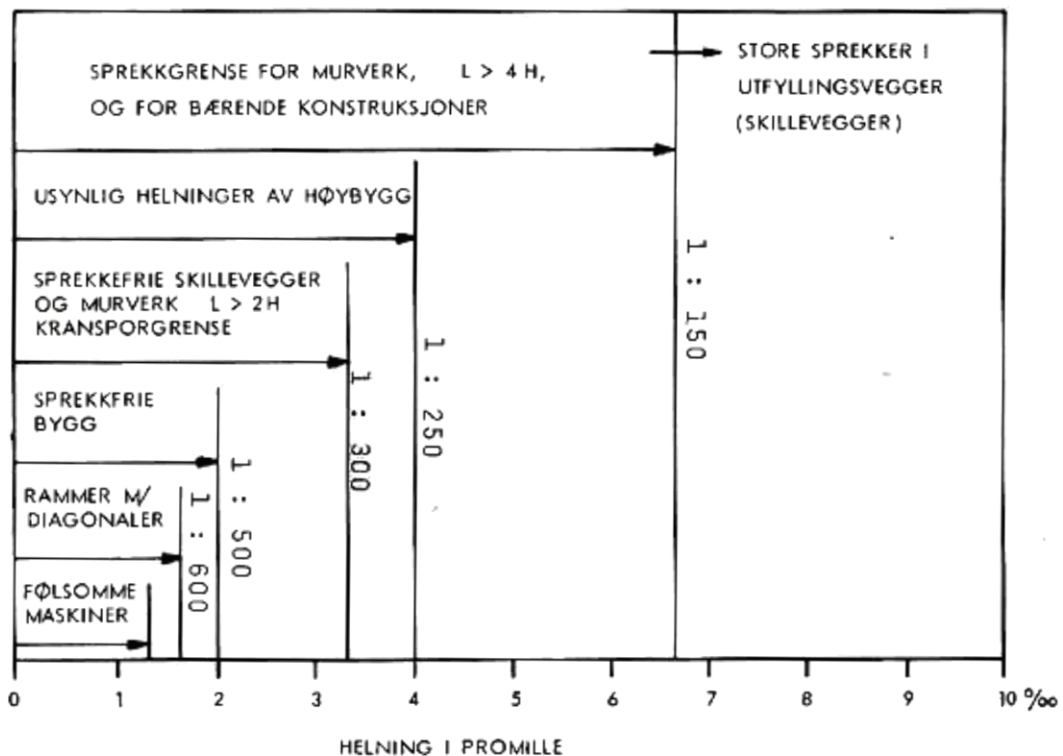
a) definisjon av setning s , differensiell setning δs , rotasjon θ og vinkeldeformasjon α

Figur 11: Figur for toleransekrav gjengitt i Eurokode 7; del 1 tillegg H. (European committee for standardization, 2004)

Eurokoden er noe uklar på definisjonen på vinkelforskyvning og gir oss ikke grunnlag for å fastsette en klar grenseverdi for setningstoleranse for rammekonstruksjonen på enkeltfundamenter.

I sin bok henviser Janbu til publikasjoner av Skempton og Mac Donald (1956) og Bjerrum (1966). Disse inneholder et stort stykke arbeid med innsamling av setningsobservasjoner og erfaringsdata, og danner i følge Janbu empiriske grenser for tillatte setninger (Nilmar Janbu, NTH, 1989)

Uansett hvordan man kommer frem til setninger og setningsdifferanser så vil det alltid bli spørsmål om hvordan dette vil påvirke bygget og om det vil medføre skader. En øvre grense for når totalsetninger påvirker og skader tilførselskanaler, ligger i følge Bjerrum (1966) på ca. 20cm. På grunnlag av foreliggende erfaringsmaterieell fra inn- og utland har Bjerrum (1966) foreslått empiriske skadegrenser for en del forskjellige byggverk og konstruksjoner.

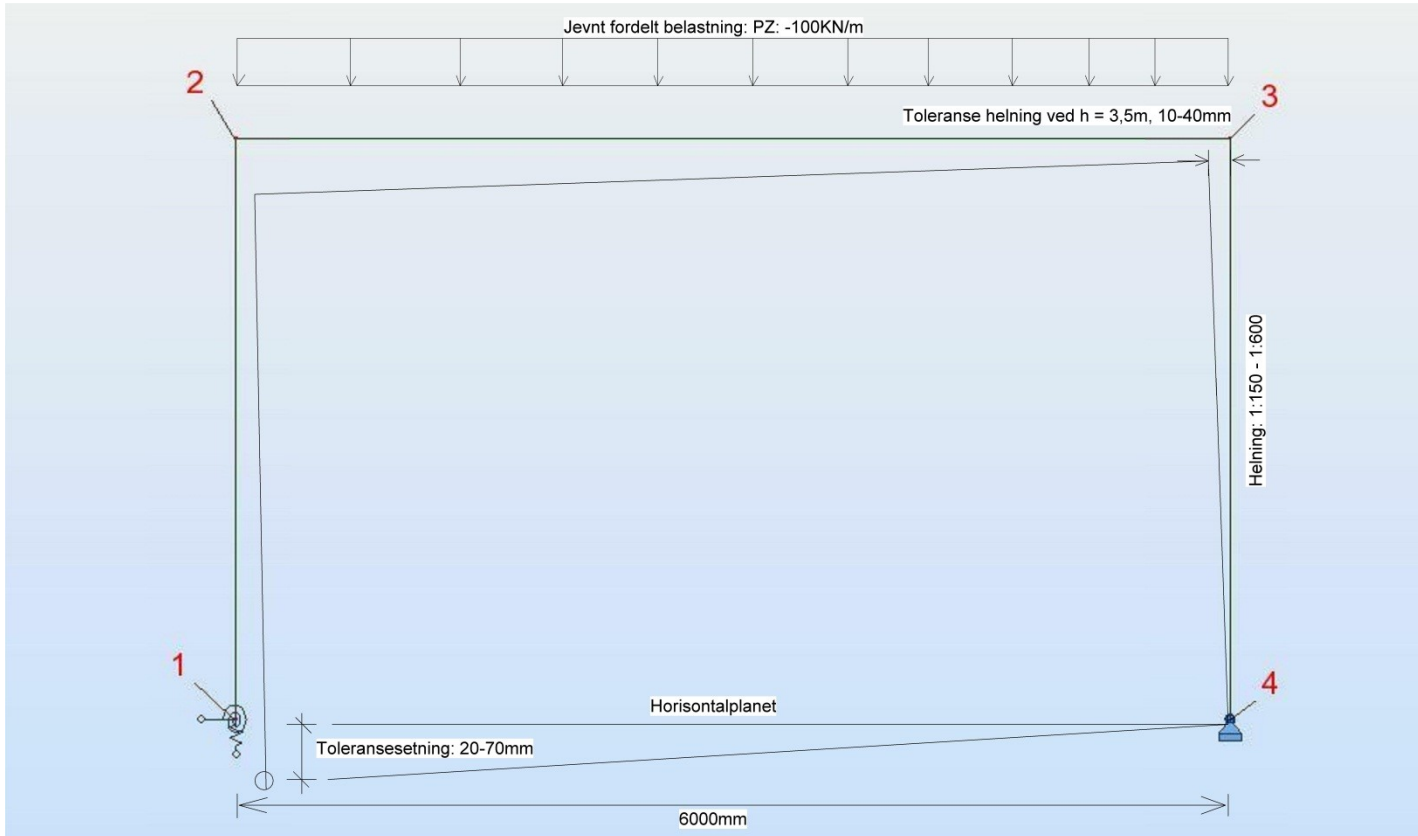


Figur 12: Empiriske skadegrense etter Bjerrum (1966) (Nilmar Janbu, NTH, 1989)

Det antydes her at rammekonstruksjoner med diagonaler syntes å ha en skadegrense på 1:600 eller tilsvarende 1,5 ‰ helning. Observasjonene av bestående bygg har nemlig vist at ved omkring 2 ‰ helning vil de første sprekker oppstå mellom bærende konstruksjoner, murte vegger og skillevegger. Øvre toleransegrense for å unngå skadevirkning på bærekonstruksjonen bør ifølge Bjerrum ikke overskride 6-7 ‰. (Nilmar Janbu, NTH, 1989)

Konkretisering av toleransekrav til vår modell:

Ved å benytte erfaringsmaterialet fra Bjerrum (1966) vil setningstoleransen for den aktuelle rammekonstruksjonen ligge et sted mellom 1,7 ‰ og 6,7 ‰ helning i vertikalplanet. Dette tilsvarer en setningsdifferanse i horisontalplanet på mellom 20 og 70mm. Eksakt hvor mye setning man vil tolerere, er avhengig av hvert enkelt byggs utforming, bruksområde, etc.. Toleransekravene er beregnet for rammekonstruksjonen på 6m x 3,5m (BxH) målt i systemlinjene.



Figur 13: Toleransekrav knyttet til vår modell er illustrert i denne figuren. Den angir toleranse for skjevstilling og tilhørende toleranse for setning i node 1

3.3 3.4 Forutsetninger og begrensninger for simuleringer

- Det benyttes stålprofil HEA 300 i bjelker og søyler
- Resultater fra lastvirkning baserer seg på krefter, rotasjon og setning som oppstår i nodene på rammemodellen.
- Randbetingelser for bjelke baserer seg på stivhetskoeffisienter mellom 0 og 1. Hvor 0 tilsvarer ingen momentoverføring og 1 tilsvarer full momentoverføring.
- Det forutsettes lastvirkning i 2d planet. Rammekonstruksjonen forutsettes derfor forhindret fra vipping ut av planet.
- Det benyttes fundamentbredde 1x1m på samtlige simuleringresultater.

- Variasjonen i grunnforholdene endres i node 1, ved hjelp av fjærstivhetene K_Z og K_r .
- Elastisitetsmodulen til leire benyttes fra (Bowles, 1997) og varieres mellom 2-250Mpa.
- Formelverk fra professor G. Gazetas benyttes for utregning av fjærstivheter.
- Poisson tallet forutsettes å være 0,5 for mettet leire og 0,1 for umettet leire, jfr. Figur 2.
- Opplagerbetingelsene for søyle i node 4 varieres mellom fritt opplagt og fast innspenning.
- Vi har valgt å simulere to ulike geometrier (BxH): 6m x 3,5m og 4m x 3,5m målt i systemlinjene.

Fullføres.....

3.4

3.5

3.6

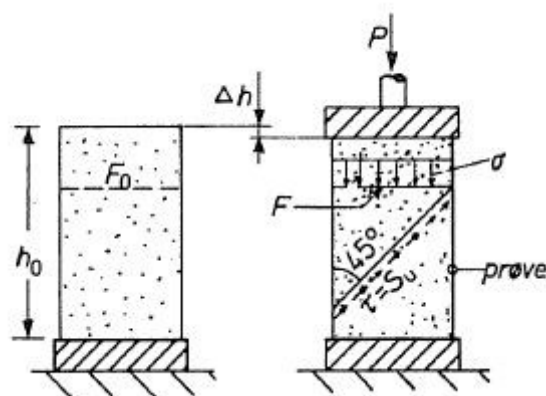
3.7

3.8 3.5 Elastisitetsmodul

Jordartens deformasjonsegenskaper kan bestemmes ved hjelp av ødometerforsøk. Jordprøven plasseres i en beholder som forhindrer jorda fra sideveis deformasjon. Prøven belastes så med vertikal trinnvis eller kontinuerlig økende last. Verdier for lastpåføring og deformasjon (tøyningen) registreres.

Eksempel fra Geoteknikk 1 – Jordartens fysiske egenskaper, av Tarald Rørvik

Det skjæres ut et prøvestykke av ønsket jordtype og prøven plasseres i et enaksialt trykkapparat. Prøven påføres en trykkraft P vertikalt på prøvestykket. I et jordlegemet vil glideflaten i bruddet danne 45 grader med horisontalplanet. Ved dette utgangspunktet kan man finne sammenhengen mellom vertikalspenning og Udrenert



skjærstyrke (s_u)

Figur 13: Fig 6.4 i Geoteknikk 1 (T.R)

Likevekt om glideflaten krever:

$$\sigma F \cos 45^\circ = s_u F / \sin 45^\circ \quad s_u = \frac{\sigma}{2}$$

$$\sigma F \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt{2}} = s_u F$$
(3.1)

Når prøven får en sammentrykking som på figuren vil den opprinnelige høyden på jordlegemet deformeres:

$$(h_0 - \Delta h)$$
(3.2)

Volumet av prøven vil være uendret og det vil medføre at F_0 øker til F . Ved å innføre tøyning som forholdet mellom delta h og H_0 :

$$\varepsilon = \Delta h / h_0$$
(3.3)

Vertikalspenningen kan uttrykkes ved:

$$\sigma = P/F.$$
(3.4)

Ved å måle sammentrykkingen under forsøket, kan man få en gjennomsnittlig verdi for elastisitetsmodulen. Det er viktig å bemerke at E ikke er konstant, og vil reduseres med økende deformasjon. Det er vanlig å angi E -modul som tilsvarer halve bruddlasten.

$$F = F_0 \frac{h_0}{h_0 - \Delta h} = F_0 \frac{1}{1 - \varepsilon} \quad E = \frac{P (1 - \varepsilon)}{F_0 \varepsilon}$$
(3.5)

Dette er en av flere fremgangsmåter man kan benytte for å beregne elastisitetsmodulen til jord. Dette er en metode som kan benyttes i tidligfase og gi en pekepinn på hvordan deformasjon man kan forvente.

Denne metoden kan benyttes som en estimering av øvre og nedre grenseverdi for E -modul til jord med ulike egenskaper. Inndata for å kunne beregne E -modul er følgende:

- Jordprøvens geometri
- Bruddlast påført vertikalt på jordprøven
- Målt sammentrykking i mm ved halv bruddlast

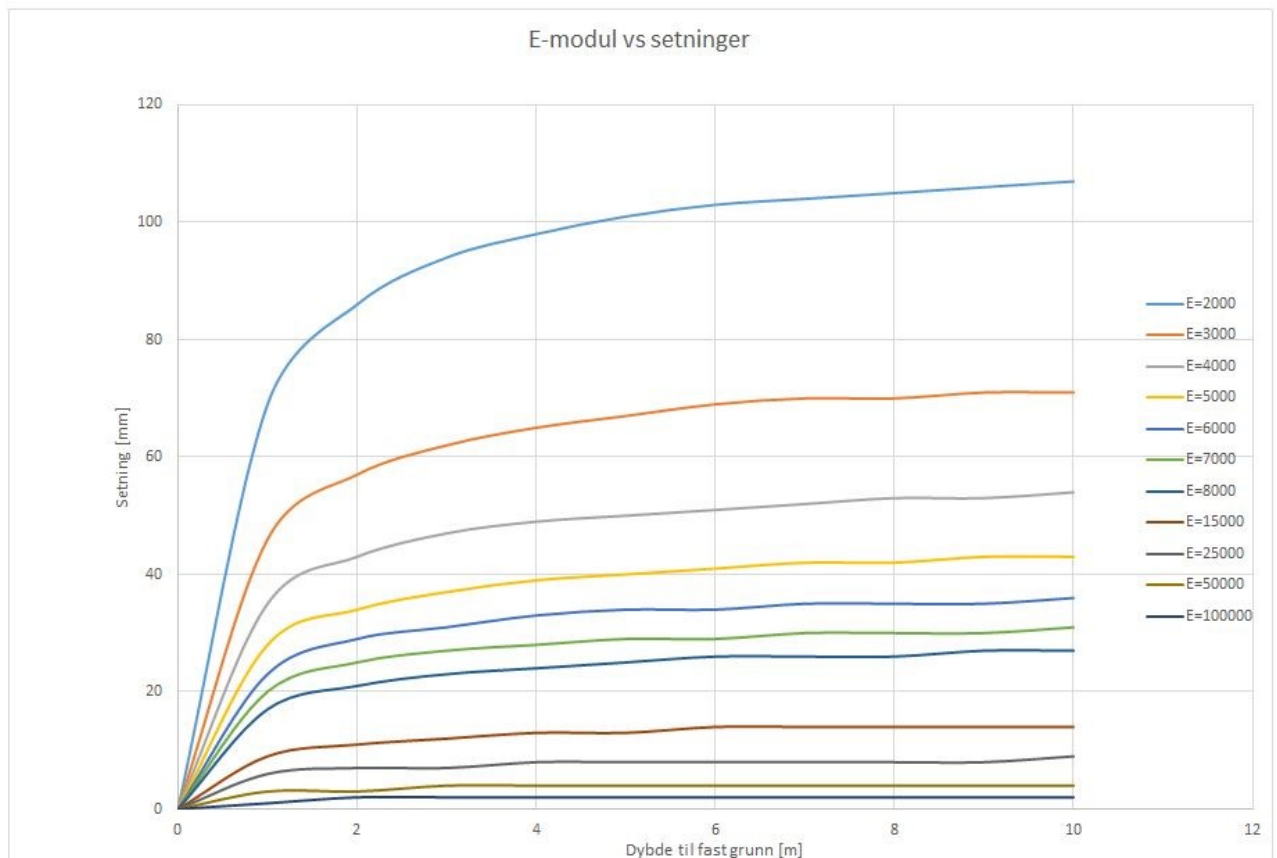
Merk: Det bør benyttes ødometerforsøk for å estimere elastisitetsmodulen nøyaktig nok for endelig beregningsgrunnlag.

Ødometerforsøk benyttes ofte i sammenheng med mer inngående analyse av stabilitet og setninger i kombinasjon med treaksialforsøk. (Statens Vegvesen, 2010)

Under er to ulike målemetoder i ødometerforsøk kort forklart.

Kontinuerlige ødometerforsøk med konstant deformasjonshastighet blir utført som CRS-forsøk (Constant rate of strain). Dette er en målemetode som gir flere målepunkter enn de tradisjonelle ødometerforsøkene, og gir derfor bedre grunnlag for tolkning av resultatene. Tidsforbruket for en slik prøve ligger på 6 -20 timer avhengig av materialet og valgt deformasjonshastighet.

Kontinuerlig pålasting (CPR – constant porepressure ratio) gir mange målepunkter



og sikrer god målekvalitet. Målemetoden kan gjennomføres på 3-6 timer og er en tidsbesparende metode sett i forhold til CRS-forsøk. (Statens Vegvesen, 2010)

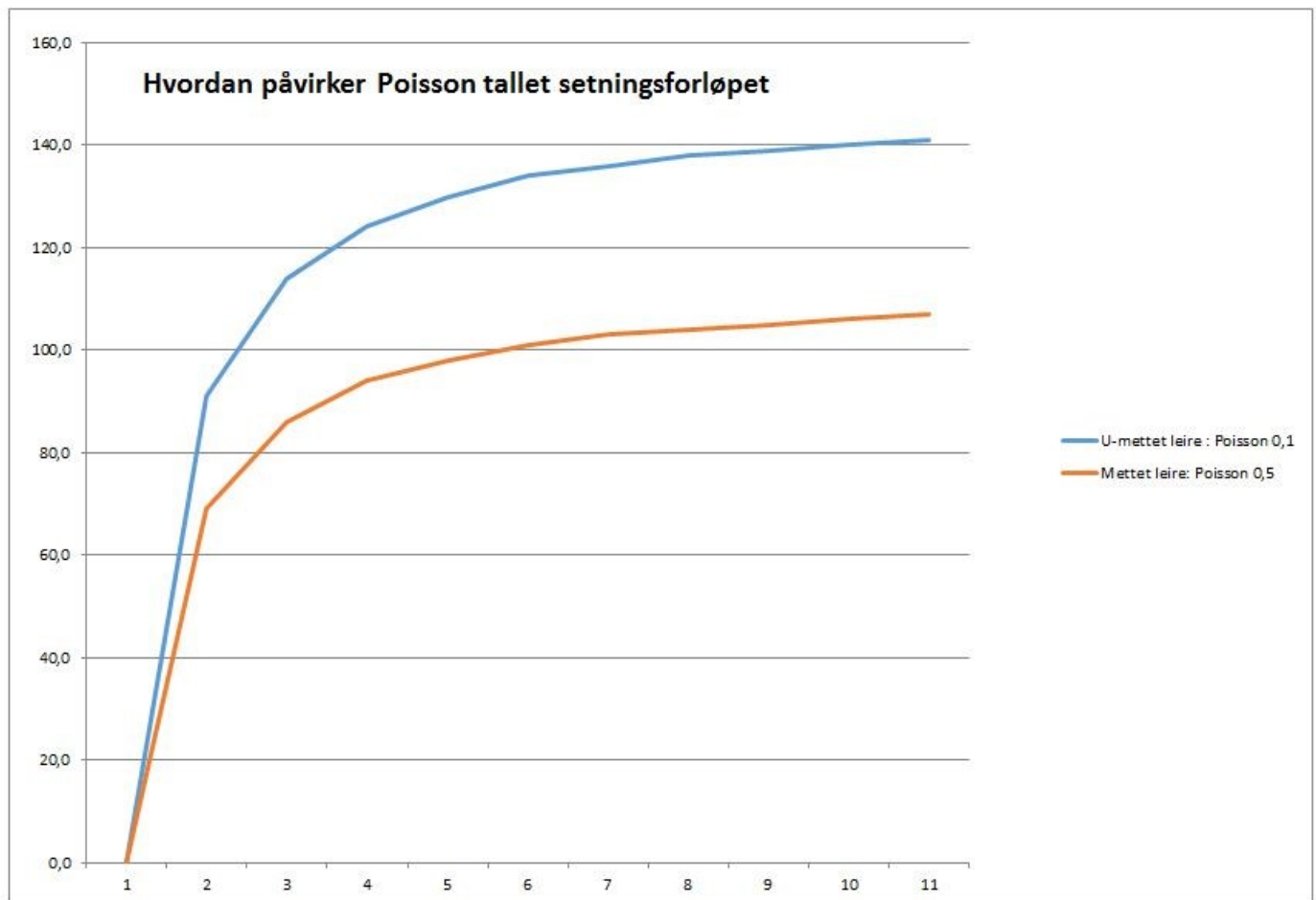
Figur 14: Illustrasjon av setningssforløp. E-modul varierer fra 2000-100000 N/mm². Bjelkespenn på 6m og poisson's tall 0,5. Knutepunktene i node 2 og 3 er definert med stivetskoeffesient 1.0.

Illustrasjonen ovenfor beskriver hvordan setningene utvikler seg med dybde og grunnforhold. Hvis man legger toleransene i EC7 til grunn ser man at de to øverste grafene fort overskrider 50mm setning og er derfor utenfor hva man vil kunne tolerere av setninger. Elastisitetsmodul på henholdsvis 2000 og 3000 N/mm²

tilsvarer veldig myk leire, og er ikke egnede grunnforhold for direkte fundamentering uten andre tiltak.

Ved hjelp av grafene kan det også sees at fra 2m dybde stabiliserer setningene seg for de fleste leirtyper. Man kan se at de aller dårligste leirtypene mellom 2000-4000 N/mm² fortsatt har økende setning frem mot 10m dybde.

3.9 3.6 Poisson's tall (ν , μ)



Figur 15: Illustrasjon av setningsforløpet ved mettet og umettet leire fra simulering av rammekonstruksjon

I geoteknikk vil man skille mellom mettet og umettet leire. Dette hensyntas matematisk gjennom poisson- tallet som er tverrkontraksjonstallet til jordlegemet. Over grunnvannsspeilet ligger den umettede sonen, porene i leiren er fylt med en blanding av luft og vann. Under grunnvannstanden ligger den mettede sonen, hvor porene er mettet av vann. Metningsgraden varierer og vil endres med faktorer som nedbør, vegetasjon og årstid. (Statens Vegvesen, 2010)

Tverrkontraksjonstallet blir som vi ser av figuren en påvirkende effekt på setningsforløpet. Dette kommer av at porene som er delvis fylt med vann slik som i umettet leire vil kunne deformere seg lettere enn mettet leire hvor de fylte vann porene danner større deformasjonsmotstand. Merk at langtidssetninger vil øke i

omfang ved mettet leire, da porevannet vil presses ut over tid, slik at ytterligere setning kan oppstå.

Vanninnholdet i jordmaterialer defineres som tyngde av vann dividert på tyngde av fast stoff, man ønsker å angi dette i prosentandel. Typisk vanninnhold for leire kan antas å ligge mellom 25-50 % som beskrives som middels plastisk leire. Meget plastisk leire er typisk kvikkleire med vanninnhold >50 %. (Rørvik, 1991)

4. Resultater simuleringer

4.1 Overskrift

4.2 Overskrift

4.3 Overskrift

4.4 Overskrift

4.5 Overskrift

5. Konklusjon

4

6 Kilder

- Autodesk Ink. (2014, Mai 07). *Autodesk Robot structural analysis Professional 2012*. Hentet fra <http://docs.autodesk.com/RSA/2012/ENU/filesROBOT/GUID-797045CF-F656-4635-A467-848A5731425-1578.htm>
- Bowles, J. E. (1997). *Foundation analysis and design, fifth edition*. McGraw- Hill Book Co.
- Budhu, M. (2011). *Soil mechanics and foundations 3rd edition*. John Wiley & Sons, Inc.
- European committee for standardization. (2002). NS- EN 1990:2002+ :2008. *Eurokode - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Standard Norge.
- European committee for standardization. (2004). NS-EN 1992-1-1 :2004+NA:2008. *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Standard Norge.
- European committee for standardization. (2004). NS-EN 1997-1:2004+NA:2008. *Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering - Del 1: Allmenne regler*. Standard Norge.
- Gazetas, G. (1983). Analysis of machine foundation vibrations: state of the art. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1983, Vol. 2, No. 1*, 41.
- Gazetas, G. (1991, September). Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE Vol. 117, NO. 9*, pp. 1363-1381.
- Gazetas, G. (1991). Foundation vibrations. I e. H.-Y. Fang, *Foundation Engineering Handbook, 2nd edition* (ss. 553-593). New York: Van Nostrand Reinhold.
- Nilmar Janbu, NTH. (1989). *Grunnlag i geoteknikk*. Trondheim: Tapir forlag.
- Rørvik, T. (1991). *Geoteknikk 1, jordartenes fysiske egenskaper*. Universitetsforlaget.
- Statens Vegvesen. (2010). *Håndbok 016, Geoteknisk prosjektering*. Statens Vegvesen.

7 Vedlegg