

## **Sammenligning av pelefundering og punktfundament av betong**

En analyse av kostnad- og teknisk effektivitet

## **Comparison of different pile foundations and pad foundation**

An analysis of cost- and technical efficiency

## **Trondheim Mai 2023**

Maria Skjærvik  
Fatemeh Babee  
Sindre Nygård

Intern veileder:  
Arne Mathias Selberg

Ekstern veileder:  
Kai Jakobsen, Contso Midt-Norge AS

Prosjektnr:  
2023 - 25

Rapporten er ÅPEN

Rapporten er ÅPEN

## Prosjektbeskrivelse og resultatmål

Den aktuelle oppgaven er utarbeidet i samarbeid med intern og ekstern veileder.

Målet med prosjektet er å undersøke økonomisk lønnsomhet ved bruk av peler i stedet for punktfundamenter i et pågående boligprosjekt på Dalgård i Trondheim. I løpet av bacheloroppgaven skal gruppen benytte relevant informasjon gitt av Consto, tidligere læring og informasjon som tilegnes på veien for å sammenligne kostnadene ved fundamenttypene og vurdere fordeler og ulemper.



*Figur 1 – Dalgårdstunet*

### **Stikkord fra rapporten**

Dimensjonering, punktfundament, pelefundament, betong, stål

## Forord

Denne bacheloroppgaven ble utarbeidet våren 2023 ved faggruppen for konstruksjonsteknikk. Gjennomføringen markerer slutten på et 3-årig bachelorprogram i Bygg- og Miljøteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) i Trondheim. Oppgaven ble initiert på bakgrunn av tre studenters ønske om å utvide kunnskap om dimensjonering, samt å anvende innsikt oppnådd gjennom tre års utdanning. En sentral motivasjon var å velge en oppgave som oppfordret til utforsking av de konstruksjonstekniske aspektene ved en ingeniøroppgave. Dette var et bevisst fokusområde for å oppnå en dypere forståelse av de praktiske og teoretiske elementene i konstruksjonsteknikk.

Med dette som grunnlag kontaktet gruppen ulike byggefirmaer i søk etter en passende problemstilling. Bekjentskap førte til at gruppen kom i kontakt med Kai Jakobsen fra bedriften Consto Midt-Norge AS. Gjennom samarbeidet ble bacheloroppgaven utviklet med utgangspunkt i Dalgårdstunet, et pågående boligprosjekt i Trondheim.

I prosjektet, som senere fikk navnet "*Sammenligning av pelefundamentering og punktfundament av betong: En analyse av kostnad- og teknisk effektivitet*", ble det presentert en unik mulighet til å utforske og fornye våre eksisterende kunnskaper innen både konstruksjonsteknikk og geoteknikk.

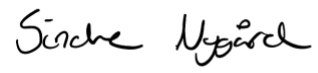
Underveis i prosjektet ble det besluttet å beregne kapasitet og dimensjonere de allerede ferdiginstallerte fundamentene på det fysiske prosjektområdet. Dette var ikke nødvendig i forhold til problemstillingen, men ble utført for å utnytte muligheten til å oppnå en bredere kompetanse.

Resultatet av bacheloroppgaven har blitt påvirket av god kontakt med flere fagfolk med relevant kompetanse. Vi ønsker spesielt å rette en stor takk til vår eksterne veileder, Kai Jakobsen, samt andre fra Consto som har vært involvert i gjennomføringen av denne analysen.

Også vår interne veileder, Arne Mathias Selberg, universitetslektor ved NTNU Trondheim, fortjener en takk; for veiledning, tålmodighet og støttende ord de siste månedene i vår utdanning.

Signaturer:

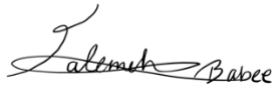
Sindre Nygård

A handwritten signature in black ink that reads "Sindre Nygård". The letters are cursive and connected.

Maria Skjærvik

A handwritten signature in black ink that reads "Maria Skjærvik". The letters are cursive and connected.

Fatemeh Babee

A handwritten signature in black ink that reads "Fatemeh Babee". The letters are cursive and connected.

## Sammendrag

Hensikten med denne bacheloroppgaven er å dimensjonere pelefundamenter for søyler i boligblokker ved et påbegynt byggeprosjekt i Trondheim Kommune. Resultatet av utførte beregninger illustreres i grafer og tabeller som viser en oppsummering, og sammenligner økonomisk lønnsomhet av pelefundamenteringen og det opprinnelige punktfundamentet.

Første del av rapporten består av en undersøkelse og kapasitetsberegning av opprinnelig fundamentløsning. Dette ble gjennomført basert på retningslinjer i «Eurokode 2 – Prosjektering av betongkonstruksjoner» og boken «Betongkonstruksjoner: beregning og dimensjonering etter eurokode 2» av Svein Ivar Sørensen. En viktig del i denne prosjektfasen var grundig gjennomgang av informasjon tilført av prosjektets utførende entreprenør; Consto Midt-Norge AS. Dimensjonerende søylelast, med tilhørende fundament, ble bestemt gjennom studering av plantegninger funnet i Dalux, en programvare med digital informasjon om byggeprosessen.

Neste del besto av å velge aktuelle peletyper, og utføre nødvendige beregninger for en dimensjonering som hadde tilstrekkelig kapasitet i forhold til den opptredende søylelast. Det ble utviklet regneark som testet ulike verdier ved beregning av bergkapasiteten, og et annet for sjekk av knekkapasitet. Lengde ned til berg ble også undersøkt og estimert.

I tredje, og siste, del ble det utført en kostnadsanalyse for de ulike fundamenttypene. Analysen ble utført i form av regneark, der formålet var å utvikle en formel med pelelengden som variabel/input og materialkostnad som output.

## Summary

The purpose of this bachelor's thesis is to design pile foundations for columns in residential buildings within an ongoing construction project in Trondheim. The results of the calculations will be presented in tables and graphs developed in spreadsheets in Excel, summarizing the economic viability of pile foundations.

The first part of the thesis involves examining and calculating the capacity of the current foundation solution. This was done based on the guidelines provided in «*Eurocode 2 - Design of Concrete Structures*» and the book called «*Betongkonstruksjoner: beregning og dimensjonering etter eurokode 2*» by Svein Ivar Sørensen. A crucial part of this project phase was a thorough review of information provided by the executing contractor for the project; Consto Midt-Norge AS. The dimensioning column load, along with the corresponding foundation, was determined through the study of floor plans and calculations found in Dalux, a software containing digital information about the construction process.

In the next part of the thesis, suitable pile types were selected, and necessary calculations were performed to dimension the piles with sufficient capacity for the applied column load. Spreadsheets were developed to test various values for calculating the bearing capacity and check for buckling capacity. The depth to bedrock was also examined and estimated.

In the third and final part of the thesis, a cost analysis was conducted for the different types of foundations. This analysis was carried out using spreadsheets, aiming to develop a formula with pile length as the variable/input and material cost as the output.

# Innhold

Prosjektbeskrivelse og resultatmål .....	i
Forord .....	ii
Sammendrag .....	iv
Summary .....	v
Figuroversikt .....	vii
Tabelloversikt .....	viii
Symbolliste og definisjoner .....	ix
Latinske bokstaver .....	xi
1. Innledning .....	1
1.1 Bakgrunn .....	1
1.2 Problemstilling .....	1
1.3 Avgrensinger .....	2
2. Dalgårdstunet .....	3
2.1 Grunnforholdene i området .....	3
3. Punktfundament av betong - Nåværende løsning .....	5
4. Pelefundamentering .....	6
4.1 Klassifisering av peler .....	7
4.1.1 Spissbærende peler .....	8
4.1.2 Friksjonspeler .....	9
4.2 Installasjonsmetoder .....	10
4.2.1 Ramming .....	10
4.2.2 Boring .....	10
4.3 Stålpeler .....	11
4.3.1 Stålrørspeler .....	11
4.3.2 Installasjon stålrør .....	12
4.3.3 Dimensjoner og krav til materiale .....	12
4.3.4 Profilstål .....	12
4.3.5 Installasjon av profilstål .....	13
4.3.6 Konstruktiv utforming .....	13
4.4 Stålkjernepeler .....	14
4.4.1 Installasjon av stålkjernepeler .....	14
4.4.2 Dimensjoner og krav til materiale .....	14
4.4.3 Konstruktiv utforming .....	16
4.5 Betongpeler .....	17
4.5.1 Installasjon av betongpeler .....	17

4.5.2. Dimensjoner og krav til materiale .....	18
4.7 Korrosjon .....	20
5. Dimensjonering.....	22
5.1 Lastvirkning (dim. Last/opptredende) .....	22
5.1.1 Påhengslast .....	22
5.2 Dimensjonering av kvadratisk punktfundament .....	23
5.2.1 Nødvendig fundamentstørrelse.....	24
5.2.2 Dimensjonering for bøyemoment .....	29
5.2.3 Dimensjonering for skjærkraft.....	32
5.2.4 Kontroll for gjennomlokking ved punktfundament.....	35
5.2.5 Dimensjonering for forankring .....	47
5.3 Dimensjonering av peler .....	50
5.3.1 Grensetilstandsmetoden .....	50
5.3.2 Generell beregningsgang .....	51
5.3.3 Pelematerialets motstandsevne .....	52
5.3.5 Knekking.....	55
5.3.4 Bæreevne av pel i jord/på berg .....	61
6. Resultater og kostnads-analyse.....	68
6.1 Resultat punktfundament .....	68
6.2 Resultat Peler .....	69
6.3 Grunnlag for priser .....	70
6.4 Kostnadsanalyse .....	71
7. Refleksjon .....	75
8. Konklusjon.....	82
Vedleggsoversikt .....	83
Kilder .....	84

## Figuroversikt

<i>Figur 1 – Dalgårdstunet.....</i>	<i>i</i>
-------------------------------------	----------



<b>Figur 2</b> - Punktfundamenter for dalgårdstunet.....	3
<b>Figur 3</b> - Oversiktsbilde med observasjoner av berget.....	4
<b>Figur 4</b> - Typisk punktfundament.....	5
<b>Figur 5</b> - Lastoverføring for enkeltpeler : Friksjonspes a. og spissbærende pel b. og c.....	7
<b>Figur 6</b> - Spissbærende peler.....	8
<b>Figur 7</b> - Stålrørspeler.....	11
<b>Figur 8</b> - HEB profilstål.....	12
<b>Figur 9</b> - Betongpeler.....	17
<b>Figur 10</b> - Snitt gjennom et armert fundament med dimensjonerende lastvirkning.....	23
<b>Figur 11</b> - Sentrisk belastet punktfundament.....	24
<b>Figur 12</b> - uarmert fundament.....	25
<b>Figur 13</b> - Fordeling av underkantarmoring i punktfundament.....	31
<b>Figur 14</b> - Kritisk last for skjærtrykk.....	32
<b>Figur 15</b> - Skjærarmoring i fundament.....	34
<b>Figur 16</b> - typiske kritiske kontrollsnitt rundt belastede flater [EC2 figur 6.13].....	35
<b>Figur 17</b> - Modell for kontroll av gjennomlokkingskapasitet.....	36
<b>Figur 18</b> - Jevnt fordelt skjærspenning.....	36
<b>Figur 19</b> - Overføring av moment fra søyle til plate.....	38
<b>Figur 20</b> - Anbefalte verdier for $\beta$ .....	39
<b>Figur 21</b> - Skjærkraftfordelingen fra et ubalansert moment i forbindelsen.....	40
<b>Figur 22</b> - Gjennomlokkingsarmoring i rektangulært tverrsnitt.....	44
<b>Figur 23</b> - Omkrets av kontrollsnitt ved innvendig søyler, EC2-figur 6.22.....	45
<b>Figur 24</b> - Modell for strekkraften med hensyn til skrå riss [EC2- figur 9.13].....	47
<b>Figur 25</b> - Generell beregningsgang ved dimejonering av pelefundamenter.....	51
<b>Figur 26</b> - Knekkformer og tilhørende effektive lengder for enkeltstående søyler.....	56
<b>Figur 27</b> - Pris HEB peler.....	72
<b>Figur 28</b> - Pris stålrørspeler.....	72
<b>Figur 29</b> - Priser stålkernepeler.....	72
<b>Figur 30</b> - Priser betongpeler.....	72
<b>Figur 31</b> - Priser punktfundament.....	73

## Tabelloversikt

<b>Tabell 2</b> - Forklaring til figur 5.....	7
---	---

<b>Tabell 3</b> - Standard diameter for stålkjernepeler.....	14
<b>Tabell 4</b> - Flytespenning for stålkjernepeler.....	15
<b>Tabell 5</b> - sammenstilling av kjernediameter og rørdimensjoner.....	16
<b>Tabell 6</b> - Armering og overdekning for betongpeler.....	19
<b>Tabell 7</b> - Korrosjonshastigheter i jord [PV2012 tab. 6.0.1].....	20
<b>Tabell 8</b> - Krav til armerte fundamenter i EC2.....	27
<b>Tabell 9</b> - Underarmert og overarmert tverrsnitt.....	29
<b>Tabell 10</b> - Verdier av $k$ for en rektangulære belastede flater, [EC2, figur 6.1].....	39
<b>Tabell 11</b> - Reduksjonsfaktor, $f_a$ [PV 2019, tabell 1-9].....	52
<b>Tabell 12</b> - Udrenert skjærfasthet for leire [NFG – veiledning for symboler og definisjoner i geoteknikk] .....	57
<b>Tabell 13</b> – Anbefalt korrelasjonsfaktor [NS-EN 1997-1, tabell NA.A.10].....	65
<b>Tabell 14</b> - Beregningsresultater for punktfundament.....	68
<b>Tabell 15</b> – Pelekapasiteter.....	69
<b>Tabell 16</b> - Fundamentpris ved ulike lengder.....	71
<b>Tabell 17</b> - Relevante pelelengder [PV2019, tab. 3.1].....	73

## Sybolliste og definisjoner

### Syboler og notasjoner

$A_c$  Tversnittareal av betong

$A_s$	Tversnittareal av armering
$A_{s,min}$	Tverrsnittsareal av minimumsarmering
$A_{sw}$	Tversnittareal av skjærarmering
$a$	Bredde utenfor vegg/søyle
$b$	Bredde av tverrsnitt
$b_{søyle}$	Bredde av søyle
$c_{nom}$	Armeringsoverdekning
$d$	Effektiv tverrsnittshøyde
$E_s$	Dimensjonerende verdi for armeringsstålets elastisitetsmodul
$e$	Eksentrisitet
$F_d$	Dimensjonerende last
$F_s$	Tilleggs kraft i strekkarmering på grunn av skråriss
$f_{bd}$	Dimensjonerende heftfasthet
$f_{ck}$	Karakteristisk trykkfasthet, betong
$f_{cd}$	Dimensjonerende trykkfasthet, betong
$f_{ctm}$	Middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet
$f_{ctd}$	Dimensjonerende betongtrekkfasthet
$f_{ctd,pl}$	Dimensjonerende betongtrekkfasthet for uarmert betong
$f_{yd}$	Dimensjonerende trykkfasthet til betong
$f_{yk}$	Karakteristisk trykkfasthet, stål
$h_F$	Fundamentstripens høyde
$L$	Lengde
$l_b$	Forankringslengden
$l_{bd}$	Dimensjonerende forankringslengde
$M$	Bøyemoment
$M_{Ed}$	Dimensjonerende moment
$M_{Rd}$	Dimensjonerende momentkapasitet
$N$	Aksialkraft
$N_{Ed}$	Dimensjonerende verdi for aksialkraft
$N_i$	Installert kapasitet
$q_{Ed}$	Jevnt fordelt grunntrykk

$R_{eH}$	Minimum flytegrense
V/C-tall	Forholdstall mellom vann og sement i en betongblanding
$V_{Ed}$	Dimensjonerende verdi for skjærkraft
$V_{Rd}$	Skjærkraftkapasitet
$V_{Rd,c}$	Skjærstrekkkapasitet
$Z_i$	Indre momentarm
$Z_e$	Ytre momentarm

#### Latinske bokstaver

$\alpha$	Relativ trykksonehøyde
$\sigma_u$	Strekkspenninger i underkant
$\sigma_{gd}$	Dimensjonerende grunntrykk (bruddgrense) [kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma_c$	Spenning i betong
$\sigma_s$	Spenning i armering
$\sigma_{tf}$	Bergets enaksiale trykkfasthet
$\varepsilon_s$	Tøyning av strekkarmeringen
$\varepsilon_{yd}$	Flytetøyning av armering
$\varepsilon_{cu}$	Tøyningsgrense for trykk i betong
$\gamma_c$	Materialfaktor betong
$\gamma_s$	Materialfaktor stål
$\phi$	Diameter for en armeringstang

## Begreper

NA	National appendix-nasjonalt tillegg til standarder
NS	Norsk standard
NS-EN	Norsk standard
NS-EN 1993-1-1	Europeisk standard for dimensjonering og beregning av bærende konstruksjoner i stål [EC3]
NS-EN 1992-1-1	Europeisk standard for dimensjonering og beregning av bærende konstruksjoner i betong [EC2]
NS-EN 12794	Norsk standard som gir retningslinjer for vurdering av peler
Peleveilederen [2019, 2012, 1991]	Veiledning som gir retningslinjer og anbefalinger for prosjektering, utførelse og kontroll av peler [PV 2019, PV2012, PV 1991]
RIB	Rådgivende ingeniør bygg
Sammensatt tverrsnitt	Tverrsnitt som består av ulike geometriske former eller materialer som er sammensatt for å danne ett samlet element.
Godt berg	Berg som ikke er kraftig forvitret eller har en sterk flisig karakter
Fundament	Strukturell komponent som gir stabilitet og bæreevne til en bygning eller annen konstruksjon ved å overføre belastninger fra strukturen til underliggende jord eller grunn.

## Enheter

kN

N/mm

$\text{N/mm}^2 = \text{MPa}$

$\text{kN/m}^2 = \text{kPa}$

# 1. Innledning

## 1.1 Bakgrunn

Denne oppgaven er utarbeidet i samarbeid med intern og ekstern veileder. Den eksterne bedriften Consto Midt-Norge var nysgjerrige på alternative løsninger til allerede ferdigprosjekterte søylefundament i ett av deres prosjekter.

I denne rapporten fokuseres det på beregning og analysing av ulike pelefundamenter, samt. nåværende fundamentløsning, i et boligprosjekt på Dalgård i Trondheim.

I byggebransjen er det viktig å finne kostnadseffektive og bærekraftige løsninger, og valget av fundament kan ha stor innvirkning på både økonomi og miljø.

En slik problemstillingen tillater en fordypning innenfor svært relevante fundamenteringsmetoder, og medfører et godt grunnlag, slik at ingeniører kan ta informerte beslutninger om riktig fundamenttype basert på prosjektets behov, jordforhold og økonomiske hensyn.

## 1.2 Problemstilling

Denne rapporten tar sikte på å undersøke og analysere pelefundamentering, og sammenligne materialkostnadene, knyttet til denne fundamenteringen med punktfundament av betong. Dette utføres med en målsetting om å avgjøre den mest økonomiske løsningen for oppgavens aktuelle prosjektområde.

Gjennom detaljerte beregninger undersøkes stålkjernepeler, stålrørspeler, peler med tverrsnitt av profilstål og betongpeler

### 1.3 Avgrensinger

Det har vært nødvendig å gjøre flere avgrensninger for å sikre at beregningene er gjennomførbare med hensyn til kompetanse og tilgjengelige verktøy. Disse avgrensningene innebærer forenklinger av problemstillinger, beregninger og metoder for å oppnå realistiske resultater innenfor prosjektets rammer og tidsfrist. Det er viktig å være oppmerksom på disse forenklingene og deres mulige innvirkning på nøyaktigheten av resultatene.

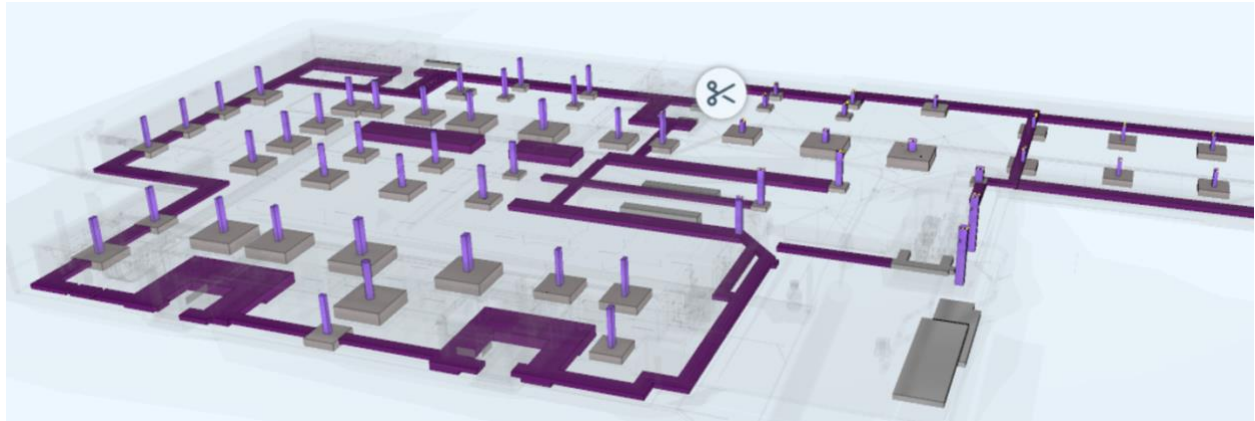
Begrensningene i dette prosjektet er knyttet til:

- Antall søylelaster benyttet i beregning av punktfundament
- Installasjonskapasitet for peler: nedramming, boring
- Kostnader knyttet til: Installasjon, drift og vedlikehold
- Kombinasjoner av krefter: moment, skjær, laterale, påheng
- Plassering og antall søyler
- Geoteknisk informasjon
- Kombinasjon av installasjon, materiale og peletype

Se kapittel 7 for nærmere forklaring

## 2. Dalgårdstunet

Når ferdigstilt, vil Dalgårdstunet omfatte fire boligbygg, med 4-5 etasjer i høyden fra terrengnivå, samt 1-2 kjelleretasjer og tilhørende utomhusanlegg. For å muliggjøre en sammenhengende kjellerkonstruksjon, har det blitt hentet ut bergskjæringer med varierende mektighet. Fundamentløsningen som Consto har benyttet i dette prosjektet er tradisjonell fundamentering med punktfundamenter og banketter.



*Figur 2 - Punktfundamenter for dalgårdstunet*

### 2.1 Grunnforholdene i området

Ifølge prosjektets geotekniske rapporter består grunnen i all hovedsak av fast til meget fast leire og morene i begrenset mektighet over berg. Berget er generelt forvitret og kan være av dårlig kvalitet. Det kan derfor forekomme at det påtreffes løst berg der geotekniske borer antyder faste løsmasser.

Området er flatt med et tynt dekke av fyllmasse og berg i dagen. Målinger og feltobservasjoner er utført i åtte prøvegravehull fordelt utover tomten. I syv av disse ble det påvist berg av typene grønnstein og grønskifer. Schmidt hammer er benyttet for å estimere bergmassens fasthet.



Figur 3 viser en oversikt med observasjon av bergart og tolkning i flussbergssone. Estimert trykkfasthet fra prellhammer-målinger er illustrert med rød skrift. Tallene viser variasjon på bergmassekvalitet. Den blå sirkelen viser et område med usikker dybde ned til berg, og vanskeligheter med fastsettelse av en omtrentlig flussbergssone.



Figur 3 - Oversiktsbilde med observasjoner av berget

I startfasen av prosjektet ble det utført befaringer hvor grunnforholdene på tomten ble undersøkt.

Basert på de geotekniske resultatene av denne befaringen, ble det fastsatt middels vanskelighetsgrad på prosjektet.

Løsmassenes art, geotekniske egenskaper og dybder til fast grunn eller fjell er avgjørende for valg av peletype og vurdering av pelens kapasitet. Forundersøkelser er nødvendig for å sikre gjennomførbarhet av pelearbeidene og gi grunnlag for valg av teknisk og økonomisk god løsning. Omfanget av grunnundersøkelsen har en stor betydning for utnyttelsesgraden av pelens bæreevne og installert kapasitet.

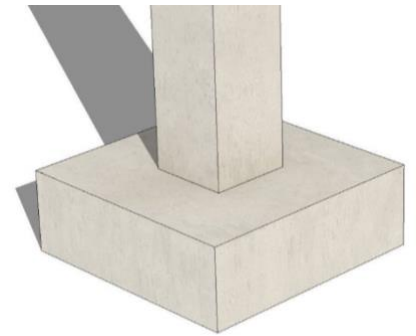
I ett prøvegravhull fra det sørøstlige hjørnet av utbyggingsområdet ble det gravd ned til fast leire. Løsmassekart viser at det opprinnelig har vært torv og myr i området (NGU, 2023). Berg ble ikke registrert ved prøvegraving på ca. 4 meter under dagens terrengnivå. Sonderinger, utført av Trondheim kommune, antyder en løsmektighet på opptil 5-10 meters dybde i denne delen av tomten, med meget fast leire over berg.

Byggets fundamenter står vekselvis på fast leire og berg. Med hensyn til praktiske og økonomiske årsaker, besluttet Consto å bruke samme fundamenteringsmetode over hele tomten. Bruk av forskjellige fundamentløsninger kan øke kompleksiteten i en byggeprosess og føre til høyere kostnader, ettersom det kan kreve forskjellige installasjonsmetoder, materialer og arbeidskraft. Likevel kan det være nyttig å undersøke alternative fundamentløsninger i denne delen av tomten for å sikre at den valgte løsningen er den mest effektive med tanke på kostnad og grunnforhold. Under slike grunnforhold er det vanligvis nødvendig å bruke pelefundamentering for å sikre stabiliteten og bæreevnen til bygningen.

### 3. Punktfundament av betong - Nåværende løsning

For å ta opp konstruksjonens krefter er boligprosjektet fundamentert med kubiske punktfundament av betong. Det er totalt fem forskjellige typer (og to undertyper) av disse fundamentene, med størrelser som varierer fra 1,96 m<sup>2</sup> til 14,44 m<sup>2</sup>.

Figur 4 illustrerer et eksempel på et typiske punktfundament. For å oppnå tilfredsstillende lastoverføring, må fundamentene være dimensjonert for å hindre uønskede konsekvenser, slik som overdreven setning eller rotasjon. Det er også viktig å minimere differensialsetninger mellom ulike deler av konstruksjonen og sørge for tilstrekkelig sikkerhet mot både glidning og velting. Dette bidrar til å sikre stabilitet og lang levetid for den samlede konstruksjonen.



*Figur 4 - Typisk punktfundament*

Fundamentene er typisk anordnet med regelmessige intervaller under strukturen og benyttes ofte i samspill med andre typer fundamenter. Punktfundamenter av betong er særdeles solide og kan tåle betydelige laster. De er dessuten motstandsdyktige overfor brann og angrep fra termitter. Slike fundamenter krever minimalt vedlikehold og kan ha en lang levetid ved korrekt behandling og tilsyn. (Mishra, u.d.)

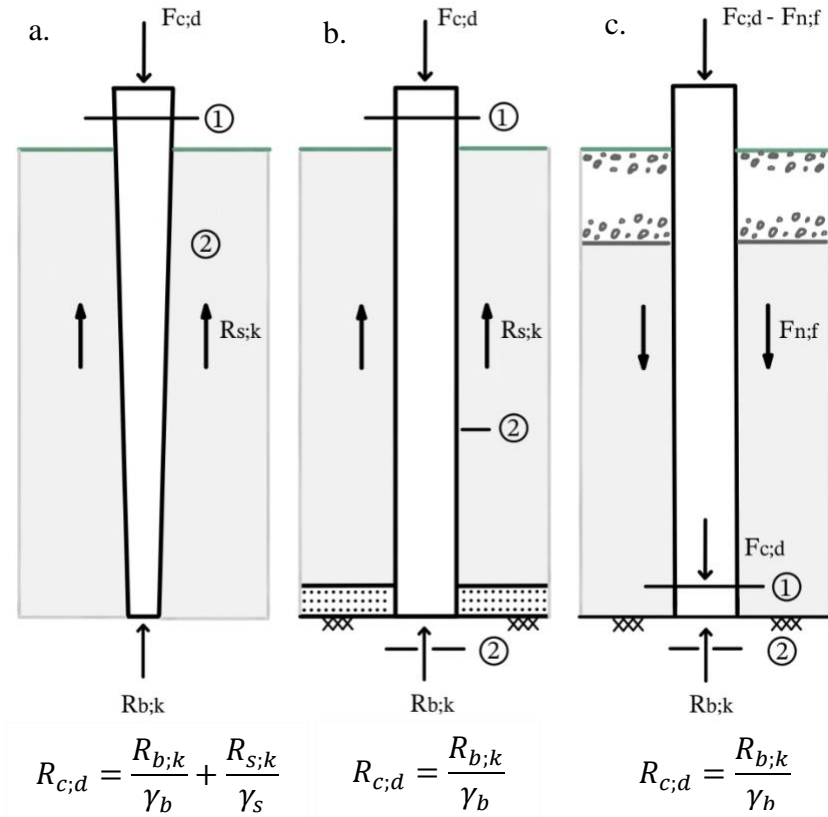
## 4. Pelefundamentering

Peling er en form for fundamentering som har blitt brukt i bærende og lastoverførende systemer i mange år. Materialene som vanligvis benyttes i peler er tre, stål og betong. I likhet med andre fundamentmetoder, har den som formål å overføre konstruksjonslasten til et solid grunnlag. Dette gjøres ved at lasten fra en konstruksjon overføres gjennom løse grunnforhold, ned til faste masser eller berg med tilstrekkelig kapasitet. Peler som drives ned er vanligvis lange og slanke elementer, som installeres ved å slå dem ned til fjell eller fast grunn. I tillegg kan slike peler utnytte friksjons- og adhesjonskrefter for å forbedre bæreevnen og stabiliteten.

En av fordelene med denne fundamenteringsmetoden er dens fleksibilitet og evne til å bære store laster. Den tillater montering i alle retninger, og er i stand til å håndtere både trykk- og strekkrefter, men trykkreftene kan føre til knekking dersom dimensjonen på pelen ikke er tilstrekkelig. Pelefundamenter er et fordelaktig alternativ dersom grunnundersøkelser indikerer ustabile og svake grunnforhold, eller når de forventede setningene ikke er innenfor akseptable grenser. Fundamentering med peler blir sjelden brukt for mindre konstruksjoner, da det er dyrt og komplisert. Den benyttes derfor vanligvis for relativt tunge konstruksjoner, der det er mindre sannsynlighet for tilstrekkelig bæreevne i grunnen. Peler kan også brukes i normale grunnforhold for å motstå horisontale laster. Avhengig av jordtypen, pelemateriale og lastføringsegenskaper blir pelene klassifisert og dimensjonert etter bestemte kriterier.

Hensiktsmessige peletyper for et prosjekt velges basert på en rekke faktorer. Samspill mellom statikk, geoteknikk, anleggsteknikk og miljø er avgjørende for å oppnå tekniske og økonomiske løsninger på pelearbeidet. Ofte finnes det mer enn en akseptabel løsning ved valg av fundament.

## 4.1 Klassifisering av peler

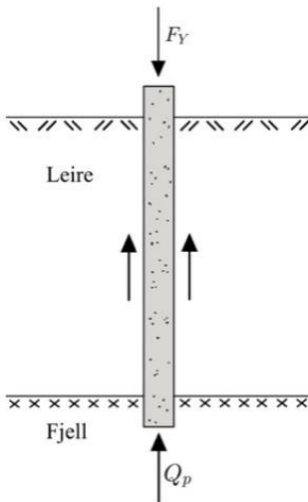


Figur 5 - Lastoverføring for enkeltpeler : Friksjonspil a. og spissbærende pil b. og c.

Snitt 1:	Kontroll av peletverrsnittets kapasitet
Snitt 2:	Kontroll av pelens bæreevne i jord/på berg
$R_{c;d}$	Pelens dimensjonerende bæreevne
$R_{s;k}$	Karakteristisk verdi av pelens sidefriksjon
$F_{n,f}$	Karakteristisk verdi av pelens spissmotstand
$\gamma_b$	Partialfaktor for spissmotstand
$\gamma_s$	Partialfaktor for sidefriksjon
$F_{c;d}$	Pelens dimensjonerende aksiale trykklast

Tabell 1 - Forklaring til figur 5

#### 4.1.1 Spissbærende peler



Figur 6 - Spissbærende peler

Med spissbærende peler menes peler der det er meget stor bæreevne ved spiss sett i forhold til sidefriksjon. Spissbærende pel overfører lasten fra konstruksjonen ned til spissenden av pelen. Spissen av pelen ligger på et sterkt lag med jord eller stein. Det er vanlig at pelen ligger på et overgangslag av svakt og sterkt grunnmateriale. Eksempelvis gjennom bløt leire eller løst lagret sand til bæring i fast lagret sand, grus eller morene, eller peler rammet til berg. Dette medfører at pelen oppfører seg som en søyle, slik at lasten trygt overføres til det sterke jordlaget. For spissbærende peler blir det vanligvis ikke regnet med noe bidrag til bæreevnen i form av sidefriksjon.

Dimensjonerende lastvirkning, inkludert last på peletopp og eventuelle påhengslaster, for peler til berg skal være mindre eller lik dimensjonerende bæreevne på berget.

Stålkjernepeler eller borede peler vil vanligvis bli boret noe godt inn i berg. Spesielt for dårlig berg er det aktuelt å bore så dypt at man kan regne med tilstrekkelig heftkapasitet mellom pelen og berget.

For å vurdere om spissbærende peler kan brukes til dette prosjektet, er sikker bestemmelse av dybden til fast grunn eller fjell viktig. Topografien til fjellet og type bergart har betydning for vurdering av mulighetene for å oppnå bra fjellfeste og for utforming av pelespissen. De fleste bergarter i Norge har høy nok trykkfasthet slik at bergets bæreevne ikke blir dimensjonerende

#### 4.1.2 Friksjonspeler

Friksjonspeler, også kjent som svevende peler, overfører laster fra en konstruksjon ved bruk av en kombinasjon av spissmotstand og friksjonskrefter mellom den omkringliggende jordmassen og pelens overflate. Størrelsen på spissmotstandens bæreevne varierer, og er avhengig av flere faktorer. Dette blant annet av grunnforhold, dybde, antall peler, diameter og ruhet på pelens overflate. Spissmotstandens bæreevne er tilnærmet ubetydelig i bløt leire, men kan medføre et vesentlig bidrag i sand.

For å oppnå tilstrekkelig karakteristisk bæreevne kreves en viss tilført rammeenergi. Samtidig er det viktig at rammingen ikke forårsaker spenninger i pelematerialet som kan føre til brudd eller reduksjon av pelens kapasitet.

Friksjonspeler brukes vanligvis som en form for grunnforsterkning i områder der grunnforholdene anses som dårlige. De kan brukes for reduksjon av setninger og stabilisering av skråninger, for å hindre skred og erosjon.

For friksjonspeler i leire, kan bæreevnen regnes ut fra leirens skjærfasthet bestemt ved laboratorieundersøkelse av uforstyrrede prøver. Det er også viktig å kartlegge poretrykksforholdene i grunnen.

## 4.2 Installasjonsmetoder

Rapporten skiller mellom to typer peleinstallasjon; rammede og borede peler. Beregning av selve installasjonen er ikke prioritert i dette prosjektet [ref. 1.3]. Likevel spiller valget av installasjonsmetode en viktig rolle i beregningen av den dimensjonerende bæreevnen. Dette på grunn av ulike partielle faktorer for de to metodene [ref. 5.3.4.2]

### 4.2.1 Ramming

Ved ramming blir pelen utsatt for aksiale trykk- og strekkklaster. Momenter kan oppstå ved dårlige sentrerte slag eller hvis pelen treffer stein, blokk eller skrått berg.

Bruddgrensetilstanden kontrolleres ved at rammespenninger beregnes som anvist i PV2019 avsnitt 4.6 og sammenholdes med de dimensjonerende fastheter som gjelder ramming. Når et høyt antall slag er nødvendig for å drive pelen ned, kan det være aktuelt å vurdere faren for utmatting, særlig for betongpeler.

Miljøproblemene knyttet til rammede peler er først og fremst støy. Ingen av de beskrevne peletypene kan rammes med dagens utstyr uten at normale støyforskrifter brytes. I praksis kreves dispensasjoner i begrensede tidsperioder. I tillegg vil ramming av peler generere vibrasjoner i grunnen som føles ubehagelig for mennesker og kan skade nabobygg og installasjoner.

### 4.2.2 Boring

Borede peler gir normalt vesentlig mindre støy. Hovedsakelig kommer støyen fra boring i harde lag og berg, samt fra kompressorene, men disse er relativt enkelt å støydempe. Miljøproblemene ved boring er derfor knyttet til borslam, både som utslipp og som sprut på omgivelsene fra utblåsing. Borslam kan normalt ikke slippes ut på avløpsnett eller til vann og elver. Det vil ofte som et minimum kreves sedimentasjonsanlegg for slammet. Avhengig av borsystemer kan det bli betydelige mengder borslam som må håndteres.

## 4.3 Stålpeler

Stålpeler har gode egenskaper fordi de:

- er et robust materiale med tanke på ramming
- har liten fare for å bli skadet under transport, installasjon og lagring.
- er fleksible med hensyn til lengder, og kan skjøtes opp til nødvendig lengde
- har høy dimensjonerende kapasitet
- har gunstig kombinert moment- og aksiallastkapasitet

Normalt må stålpeler rammes til berg for å kunne utnytte peletverrsnittet. De kan også benyttes som friksjonspeler, men i slike tilfeller er det lavere kapasitet, grunnet begrenset bæreevne for jorden. Peler utsettes normalt for en relativ hard ramming og bør derfor ha en minimumsfasthet på  $355 \text{ N/mm}^2$ . I denne rapporten fokuseres det på stålpeler i form av stålrørspeler, stålpeler med tverrsnitt av profilstål og stålkjernepeler.

### 4.3.1 Stålrørspeler

Stålrørspeler er en populær og pålitelig fundamenteringsmetode som benytter stålrør for å overføre last fra en konstruksjon til bæredyktige jordlag eller berggrunn. Disse pelene er kjent for deres høye bæreevne, motstand mot korrosjon og evnen til å installeres raskt og effektivt.



*Figur 7 - Stålrørspeler*

Med en rekke bruksområder, fra broer og bygninger til offshore-konstruksjoner, er stålrørspeler et populært alternativ for prosjekter der det kreves høy styrke og lang levetid.

Stålrørspeler kan tilpasses jordforhold og kan være både spissbærende og friksjonsbærende. De kan også drives inn i jorden ved hjelp av en rekke metoder, inkludert slagverk, vibrering eller skruing, avhengig av de spesifikke kravene til prosjektet og jordforholdene. Dette gir prosjektledere og ingeniører et fleksibelt og robust fundamenteringsalternativ for en rekke situasjoner.

Stålrørspeler benyttes vanligvis i diameter fra 600 mm til 1200 mm. Mindre dimensjon er lite aktuelt da det kan bli lite plass til fullverdig armering og utstøping. Stålrørspeler kan tåle meget



hard ramming, og er i denne sammenheng godt sikret mot eventuelle skader. Ferdig pel kan dermed holde meget god kvalitet.

#### 4.3.2 Installasjon stålrør

Pelen rammes normalt med hydrauliske lodd med loddvekter mellom 70 og 140 kN. Installasjon gjennomføres med rigg, og eventuelt diesellodd/vibrolodd. Etter ramming tømmes vanligvis stålrøret for eventuelle masser eller vann, armeres og støpes ut. Stålrørspelen kan avsluttes over terreng slik at den danner en søyle direkte i forlengelse av pelen. Det settes da strenge krav til utforming fordi avvik vil bli ekstra synlig (Den norske pelekommité, 2019).

#### 4.3.3 Dimensjoner og krav til materiale

Utstøpte stålrørspeler egner seg godt når det skal dimensjoneres for store, konsentrerte laster. Peletypen har god knekkstivhet sammenlignet med andre peletyper, og kan være et godt alternativ når det opptrer betydelige horisontale laster i tillegg til den vertikale.

Utstøpte stålrørspeler vil normalt ha meget god kvalitet og bestandighet. Betongen i pelen er beskyttet av det omsluttende stålrøret og kan av denne grunn forutsettes å ha meget god bestandighet.

#### 4.3.4 Profilstål

Stålpeler kan også være rammede peler der pelen er laget av valset profilstål. I prinsippet kan alle typer H-profiler benyttes som peler, men i praksis vil hensynet til korrosjon normalt bety at det må settes krav til en viss minimumsgodstykkelse. Normalt benyttes spesielle profiler med høy kapasitet spesielt utviklet for peling. Såkalte HP-profiler har like stor godstykkelse i både flens og steg, men det er også mulig å benytte vanlige HEB-profiler. Slike stålpeler kan føre ned store laster til berg dersom det er nødvendig med begrenset massefortengning.



*Figur 8 - HEB profilstål*

#### 4.3.5 Installasjon av profilstål

Stålpeler tåler hard nedramming med tungt rammeutstyr, slik at det kan rammes ned til store dybder. Den ordinære skjøtemetoden, sveising, vil normalt være tidsstyrene for pelearbeidet.

#### 4.3.6 Konstruktiv utforming

Vanligvis støpes en peletopp i overliggende betongkonstruksjon. Pelehodet som er benyttet er da kvadratisk eller en rektangulær stålplate. Denne skal sikre at lastene fordeles til flatetrykk i konstruksjonen. Ved ren aksiallast-overføring er det tilstrekkelig å heftsveise stålplaten til peletopp, for å forhindre forskyvning ved videre arbeid. Stålpeler som rammes til berg, må utstyres med bergspiss. Rammede stålpeler har ikke mulighet til å utstyres med dybel for innboring ved vanskelige bergforhold imotsetning til stålørspelen.’

## 4.4 Stålkjernepeler

Stålkjernepeler representerer en avansert og effektiv fundamenteringsmetode som utnytter styrkene til både stål og betong for å oppnå tilfredsstillende bæreevne og stabilitet i konstruksjoner. Disse pelene er kompositt-peler som består av betong/mørtel med en stålkjerne i sentrum, slik at stålets høye styrke og fleksibilitet kombineres med betongens pålitelighet og holdbarhet. Dette gjør stålkjernepeler godt egnet for konstruksjoner med høy belastning, spesielt i fastere jord. Stålkjernepeler er i stand til å tåle både trykk- og spennbelastning og kan være både spissbærende og friksjonsbærende. Denne allsidigheten gjør dem til et attraktivt valg for ulike prosjekter og jordforhold. Stålkjernepeler er en relativt kostbar peletype, og har ofte blitt brukt som erstatning til betongpeler for å oppnå tilfredsstillende bæreevne.

### 4.4.1 Installasjon av stålkjernepeler

Installering av stålkjernepeler innebærer en rekke nøye utførte trinn, inkludert boring av føringsrør, montering av stålkjerne og fylling av borehullet med injiseringsmasse, eksempelvis betong. Verifisering av bæreevnen kan utføres gjennom prøvetrekking eller støtbølgemåling. (Båsum boring AS, u.d.)

### 4.4.2. Dimensjoner og krav til materiale

Stålkjernepeler har vanligvis en aksialkapasitet mellom 1910 - 8530 kN. Aktuell pelengde varierer fra 5-70m, men de leveres vanligvis i 3, 6, 9, inntil 12 meters lengde

Tabell 3 angir de vanligste dimensjonene av diameter på stålkjernepeler som produseres.

<i>Diameter [mm]</i>							
<i>Ø</i>	90	100	120	130	150	180	200

**Tabell 2** - Standard diameter for stålkjernepeler

I likhet med andre stålpeler er det, under prosjekteringen, viktig å ta hensyn til at flytgrensen avtar med økt godstykkelse.

Tabellen under viser hvordan flytespenningen  $R_{eH}$  synker med økt godstykkelse:

<i>Nominell tykkelse, <math>\emptyset</math> (diameter stålkjerne)</i> [mm]	<i>Minimum flytgrense <math>R_{eH}</math></i> [N/mm <sup>2</sup> ]
40 < $\emptyset$ ≤ 63	355
63 < $\emptyset$ ≤ 80	325
80 < $\emptyset$ ≤ 100	315
100 < $\emptyset$ ≤ 150	295
150 < $\emptyset$ ≤ 200	285
200 < $\emptyset$ ≤ 250	275

**Tabell 3** - Flytespenning for stålkjernepeler

I henhold til NS-EN 1992 skal det benyttes sementbasert gysemasse med minimum fasthet B30 til omstøping med en V/C-tall mindre eller lik 0,40.

#### 4.4.3 Konstruktiv utforming

Dimensjonen på stålkjernepeler peletopp må bestemmes ut fra pelediameter, dimensjonerende laster og hvordan disse lastene skal overføres mellom konstruksjonen over og peletopp.

Foringsrøret må tilpasses boredimensjonen, boresystemer, grunnforhold, og krav til overdekning på stålkjerne. Minimum møteloverdekning er satt til 20 mm i løsmasser og berg. Tabell 4 viser en sammenstilling av kjernediameter, rørdimensjon og overdekning for stålkjernepeler.

<i>Stålkjerne</i>	<i>Foringsrør</i>	<i>Godstykkelse</i>	<i>Overdekning innvendig rør</i>	<i>Berghull uten foringsrør</i>	<i>Overdekning i berg</i>
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
50	114,3	4,0 (5,0 – 6,3)	28	90	20
70	139,7	4,5 (5,0 – 6,3)	30	115	23
90	168,3	4,5 (5,0 – 6,3)	35	140	25
100	168,3	4,5 (5,0 – 6,3)	30	140	20
110	193,7	5,0 (6,3)	37	165	28
120	193,7	5,0 (6,3)	32	165	23
130	219,1	5,0 (6,3)	40	190	30
150	219,1	5,0 (6,3)	30	190	20
180	273,0	5,0 (6,3)	42	240	30
200	273,0	5,0 (6,3)	32	240	20
220	323,9	6,3	46	273	27
230	323,9	6,3	41	273	22

**Tabell 4** - sammenstilling av kjernediameter og rørdimensjoner

## 4.5 Betongpeler

Betongpeler er en mye brukt fundamenteringsmetode som tar i bruk betongens høye styrke og holdbarhet for å gi stabilitet og støtte til konstruksjoner. Disse pelene er godt egnet for prosjekter der det kreves høy bæreevne, og de kan tilpasses til ulike jordforhold og belastningskrav. Betongpeler er ofte valgt for deres langvarige pålitelighet og motstand mot korrosjon og miljøpåvirkning.



Figur 9 - Betongpeler

Betongpeler kan være både forhåndsproduserte, også kjent som prefabrikkerte peler, eller støpt på stedet, avhengig av prosjektets spesifikke behov og logistikk. De kan også være spissbærende eller friksjonsbærende og installeres ved hjelp av forskjellige metoder, som slagverk, vibrering eller rotasjon. Dette gir prosjektledere og ingeniører et allsidig og pålitelig fundamenteringsalternativ som kan tilpasses en rekke situasjoner og krav.

Normalt vil den dimensjonerende aksialkapasiteten variere fra ca. 1500 til 3000 kN. Dersom betongpelene er lange og ubehandlede, kan påhengslaster oppta tilnærmet hele pelens kapasitet. Det er imidlertid enkelt å belegge pelene med bitumen for å redusere påhengslaster.

Betongpeler har relativt stor massefortrenging i forhold til lastkapasitet. Dette kan gi negative konsekvenser i områder med dårlig stabilitet, som for eksempel ved fundamentering i skråninger. Massefortrengingen kan reduseres, i hvert fall øverst, ved at det fjernes masse ved skovling eller «pølsetrekking». Betongpeler er lite egnet til å ramme gjennom grove fyllmasser i toppen, men ulempen kan reduseres ved mindre fyllmassemektigheter.

### 4.5.1 Installasjon av betongpeler

Rammede betongpeler er en vanlig peletype som brukes for fundamentarbeider. De leveres som prefabrikkerte betongelementer og rammes med fallodd. Pelene brukes ofte som spissbærende peler til berg, men kan også benyttes som friksjonspeler. Normalt brukes fallodd med loddvekter

fra 40 til 80 kN. Betongpeler til berg utstyres med bergspiss og dubb for å sikre lastoverføringen, og kan leveres med fordyblingsmuligheter for å redusere skrens.

Betongpeler er mindre egnet til å ramme gjennom vann der de ikke har sidestøtte. Særlig dersom pelene blir stående i saltvann, slik at det oppstår fare for korrosjon av armeringen i pelene.

For å bedre tåle hardere ramming og tyngre lodd kan betongen forspennes.

Betongpeler er utbredt over hele landet og det er flere utførende entreprenører. Det er også flere leverandører av selve peleelementet, som normalt sikrer god konkurranse om arbeidene med tilhørende gunstige priser for utbygger.

#### 4.5.2. Dimensjoner og krav til materiale

Basert på NA i NS-EN 12794 foreslås standard peler som beskrevet nedenfor for bruk i Norge. Det er valgt standardpeler med dimensjonerende brukstid på 50 år og 100 år under gitte forhold, avhengig av overdekning og eksponeringsklasse.

I Norge domineres peleproduksjonen av tre peletyper med kvadratisk tverrsnitt, som i dagligtale betegnes hhv. P230, P270 og P345.

I henhold til standarden skal fasthetsklassen ikke være høyere enn B55. Krav til eksponerings- og bestandighetsklasse setter krav om minimums fasthetsklasse B45, som også er anbefalt fasthetsklasse.

I slakkarmerte peler skal det benyttes lengdearmering med kamstål B500NC. Det bør ikke benyttes mindre armering enn stålareal tilsvarende  $4\phi 20$  mm, og ikke mindre stangdiameter enn 16mm. Videre bør ikke armeringsprosenten være mindre enn 2%. Bøylearmering bør ha diameter 5mm eller mer, med senteravstand som ikke overstiger 200mm.

For en gitt eksponeringsklasse, styrer dimensjonerende brukstid krav til overdekning for å hindre korrosjon på armeringen.

Angitt overdekning er til skjærarmeringen:

<i><b>Peletype</b></i>	<i><b>Sidekant [mm]</b></i>	<i><b>Overdekning [mm]</b></i>	<i><b>Armering [B500NC]</b></i>	<i><b>Bøyler 5 mm B400C Senteravstand [mm]</b></i>
<i><b>P230/25 – M45</b></i>	230	25+ 10 / - 0	4Ø20	200
<i><b>P270/25 – M45</b></i>	270	25+ 10 / - 0	8Ø16	200
<i><b>P270/40 – M40</b></i>	270	40+ 10 / - 0	8Ø16	200
<i><b>P345/40 – M40</b></i>	345	40+ 10 / - 0	8Ø20	150

*Tabell 5 - Armering og overdekning for betongpeler*



## 4.7 Korrosjon

Ved bruk av stålpeler bør korrosjonsfare vurderes for hvert enkelt tilfelle. Det vil alltid være en viss usikkerhet rundt alvorlighetsgraden av korrosjon i grunnen, og dermed valg av dimensjonerende korrosjonshastighet. I dalgårdstunet vil fundamentering foregå i jordarter under grunnvannstanden. For stål som står i naturlig avsatte jordarter under grunnvannsnivået vil det være en liten fare for korrosjon. I lagdelt grunn og fyllmasser kan det derimot være betydelig større korrosjonshastigheter.

For dalgårdstunet vil det være relevant å bruke en korrosjonshastighet lik 0,015 mm/år. Ved å benytte tabellens oppgitte verdier for korrosjonshastigheten vil, det i de fleste tilfeller, oppstå en større korrosjonshastighet enn normalt.

<i>Miljø</i>	<i>Korrosjonshastighet [mm/år]</i>
<i>Naturlig avsatte jordarter under grunnvannstanden</i>	0,015
<i>Naturlig avsatte jordarter over grunnvannstanden</i>	0,020
<i>Gytje, torv</i>	0,040
<i>Fylling, normal til ingen komprimering</i>	0,040
<i>Fylling, komprimert</i>	0,020
<i>Lettere forurensset avsatte jordarter</i>	0,035

**Tabell 6** - Korrosjonshastigheter i jord [PV2012 tab. 6.0.1]

Enkelte forhold vil øke korrosjonsfaren. Det må da gjøres en særegen vurdering av korrosjonsforhold.

Forholdene som øker faren for korrosjon, er:

- Lagdelt grunn
- Fyllmasser
- Organisk materialer I jorda
- Vagabonderende strømmer
- Spesielt aggressivt grunnvann, forurensing

For masser med liten korrosjonsfare vil det normalt være økonomisk å dimensjonere peler med korrosjonsmonn. Peler kan også korrosjonsbeskyttes med et belegg, vanligvis av kultjære-epoxy. Stålpeler kan også korrosjonsbeskyttes med katodisk beskyttelse.

## 5. Dimensjonering

### 5.1 Lastvirkning (dim. Last/opptredende)

*F<sub>d</sub>: Dimensjonerende last*

Vedlegg C viser opptredende laster i vegger og fundamenter i en avgrenset del av boligområdet. Opplagerreaksjonene varierer mellom en minimumsverdi lik 717kN til en maksimumsverdi lik 6909kN. Grunnet stor variasjonen av lastene ble det besluttet å benytte en gjennomsnittsverdi som utgangspunktet for dimensjoneringen [ref. 1.3]. Gjennomsnittslasten ble beregnet til 3297kN. Den nærmeste søylelasten, på 3407kN, benyttes derfor i beregningene.

$$\Rightarrow N_{Ed} = 3407 \text{ kN}$$

#### 5.1.1 Påhengslast

Dersom jorden langs pelen setter seg mer enn pelen, vil de oppstå såkalte påhengslaster som fører til en nedoverrettet sidefriksjon langs pelens overflate.

For spissbærende peler vil påhengslasten kunne oppstå over hele pelens lengde. Summen av dimensjonerende last på peletopp og påhengslast må da være mindre eller lik både dimensjonerende spissmotstand og installert kapasitet ved pelespissen

For friksjonsbærende peler vil negativ friksjon i de øvre jordlag medføre at kun nedre del av pelene blir bærende. Summen av dimensjonerende last og påhengslast på pelens øvre del må være mindre eller lik dimensjonerende bæreevne som installert kapasitet på pelens nedre del. I dette prosjektet tas det ikke hensyn til påhengslaster [ref 1.3]

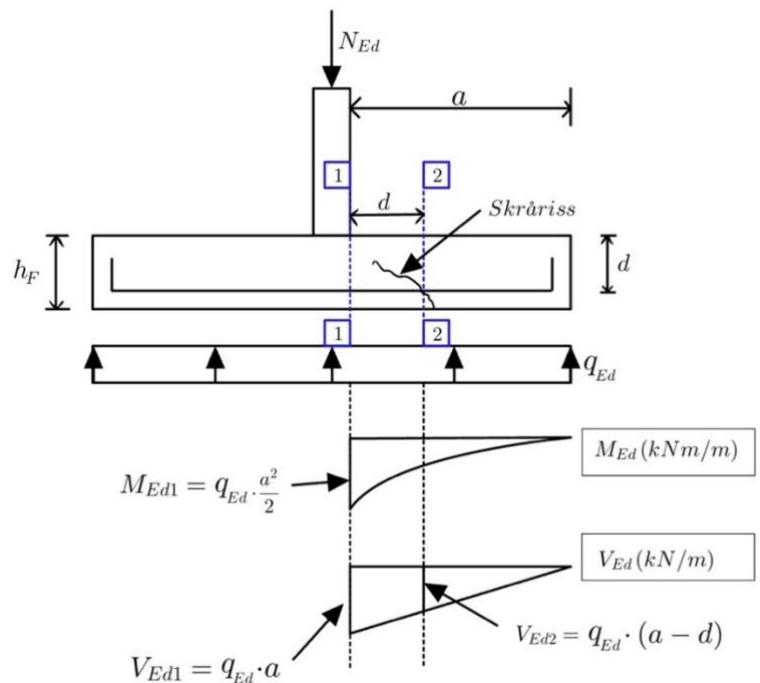
## 5.2 Dimensjonering av kvadratisk punktfundament

Ved «direkte fundamentering» overføres lastene fra konstruksjonen direkte til grunnen som et flatetrykk fra fundamentflaten. Som tidligere nevnt har Consto benyttet punktfundament for å overføre lastene fra konstruksjonen til grunnen. Denne fundamenteringsmåten er en av de vanligste i prosjekter der grunnforholdene er tilfredsstillende. Dimensjonen til slike fundamenter må være tilstrekkelig for å unngå skadelig setning. Fundamentene for enkeltsøyler kan enten være sentriske eller eksentrisk belastet. I dette prosjektet antas det at alle lastene virker sentrisk på søylen, da det gir et bedre grunnlag for sammenligning med andre fundamenter. Grunnens bæreevne uttrykkes her ved et tillatt dimensjonerende grunntrykk,  $\sigma_{gd}$ , i bruddgrensetilstanden. (Sørensen, 2013)

Beregningen av betongfundamenter utføres i to trinn:

- 1) Finne nødvendige størrelser på fundamentet slik at jorden ikke går i brudd
- 2) Dimensjonering av betongfundamentet for
  - a) bøyemoment
  - b) skjærkraft + gjennomlokking
  - c) forankring

Det spesifiseres at detaljerte beregninger utføres i vedlegg B.

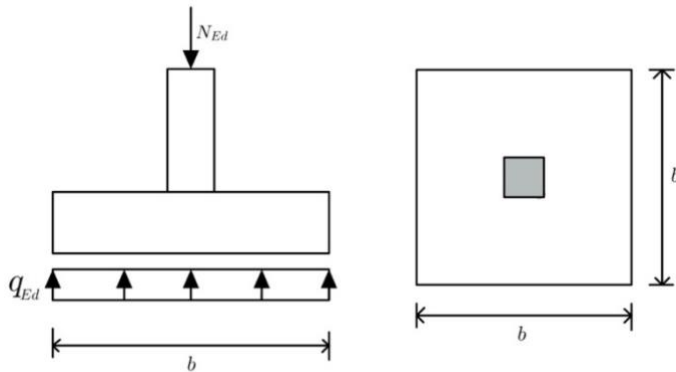


Figur 10 - Snitt gjennom et armert fundament med dimensjonerende lastvirkning

### 5.2.1 Nødvendig fundamentstørrelse

$\sigma_{gd}$  : dimensjonerende grunntrykk (bruddgrense) [kN/m<sup>2</sup>]

Nødvendig fundamentflate kan bestemmes fra lign.(5.2.1).



Figur 1111 - Sentrisk belastet punktfundament

Ved å anta at fundamentet har stor stivhet kan grunntrykket antas jevnt fordelt med størrelse:

$$q_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b^2}$$

Jordtrykket må være i likevekt med  $N_{Ed}$ .

Kriteriet for nødvendig fundamentbredde:

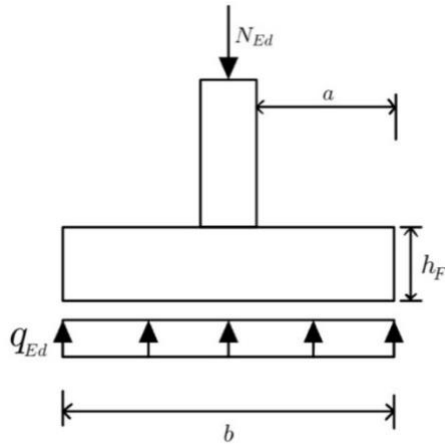
$$q_{Ed} \leq \sigma_{gd}$$

Nødvendig fundamentbredde for kvadratisk fundament kan finnes av:

$$q_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b^2} \leq \sigma_{gd} \Rightarrow b \geq \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\sigma_{gd}}} \quad (5.2.1)$$

Formel (5.2.1) sikrer at grunnens bæreevne ikke overskrides.

Videre bestemmes nødvendig fundamentthøyde og armering, med standardkravene som gjelder for dimensjonering av fundamenter.



Figur 12 12 - uarmert fundament

I henhold til EC2, 12.9.3 kan et punktfundament utføres uten armering dersom:

$$\frac{h_F}{a} \geq \frac{1}{0,85} \cdot \sqrt{\frac{3\sigma_{gp}}{f_{ctd,pl}}} \quad (5.2.2)$$

eller forenklet, dersom:

$$\frac{h_F}{a} \geq 2 \quad (5.2.2)$$

$h_F$  : fundamentstripens høyde

$a$ : bredde utenfor vegg/liv/søyle

$f_{ctd,pl}$  : dimensjonerende betongstrekkfasthet (for uarmert betong)

EC2 12.3.1 gir dimensjonerende strekkfasthet for kapasitetsberegning av uarmert betong som:

$$f_{ctd,pl} = \frac{0,8 \cdot f_{ctk,0.05}}{1,5} = 0,533 \cdot f_{ctk,0.05} \quad (5.2.3)$$

Momentkapasiteten finnes når strekkspenningen i underkant av fundamentet,  $\sigma_u$ , blir lik strekkfastheten.

Dette gjøres etter lign.(5.2.3):

$$\sigma_u = \frac{M_{Rd}}{W_u} = \frac{M_{Rd}}{Lh_F^2/6} = f_{ctd,pl}$$

Dette gir momentkapasitet pr meter langs fundamentet (L=1 meter) for uarmert betong:

$$M_{Rd} = \frac{Lh_F^2}{6} \cdot f_{ctd,pl} \quad (5.2.4)$$

$M_{Rd}$  : momentkapasitet

$M_{Ed}$  : dimensjonerende verdi for bøyemoment

Dimensjonerende moment,  $M_{Ed}$ , er gitt ved:

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot a^2}{2} \quad (5.2.5)$$

Kontrollerer at:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

Dersom kravet i lign. (5.2.2) ikke oppfylles, må fundamentet armeres.

Krav til armerte fundamenter i Eurocode2:

<p><b>EC2, 2.6</b> Tilleggskravet til fundamenter</p>	<p><b>2.6(2)</b> Enkle metoder som ser bort fra virkningene av deformasjoner i grunnen, er vanligvis tilstrekkelige forprosjektering av de fleste konstruksjoner. Dette betyr at det normalt kan ses bort fra samvirke mellom fundament og grunn.</p> <p><b>2.6(3)</b> Betongfundamenter gis deformasjoner beregnet i overensstemmelse med NS-EN 1997-1 (Geoteknikkstandarden)</p>
<p><b>EC2, Tabell 4.1</b></p>	<p>Plasserer fundamenter i Eksponeringsklasse XC2 (vått, sjeldent tørt)</p>
<p><b>EC2, Tabell NA.4.4N</b></p>	<p>Krever minste overdekning mht. bestandighet <math>C_{min,dur}</math> som 25 mm eller 35 mm hhv 50 eller 100 års levetid</p>
<p><b>EC2, NA.4.4.1.3(1) P</b></p>	<p>For å beregne nominell overdekning <math>C_{nom}</math> skal det gjøres et tillegg til minste overdekning <math>C_{min}</math> som et avvik <math>\Delta C_{dev} = 10\text{mm}</math>, dvs:</p> $C_{nom} = C_{min,dur} + \Delta C_{dev}$
<p><b>EC2, NA.4.4.1.3(4)</b></p>	<p>For betong som støpes mot ujevne flater, bør <math>C_{nom}</math> vanligvis økes ved å tillate større avvik i prosjekteringen. Økningen bør tilsvare differansen av ujevnheten, men <math>C_{nom}</math> bør minst være <math>k_1=40\text{mm}</math> for betong støpt mot avrettet grunn (eller avrettingslag, f.eks. magerbetong) og <math>k_2=75\text{mm}</math> for betong støpt direkte mot grunnen.</p>

*Tabell 7 - Krav til armerte fundamenter i EC2*



### *Minimumsarmering etter EC2*

Alle betongkonstruksjoner må kontrolleres for minimumsarmering.

I henhold til NA.9.2.1.1 beregnes denne som:

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}; 0,0013 \cdot b \cdot d \right\}$$

$b \cdot d$  : *effektiv tverrsnitt*

$f_{ctm}$  : *middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet [EC2 – tabell 3.1]*

Minimumsarmering beregnes for å sikre minimumskapasitet, sikre duktilitet og fordele riss, i form av at betongen får mange småriss i stedet for store.

## 5.2.2 Dimensjonering for bøyemoment

Duktile konstruksjoner er ønskelig da det gir et forvarsel om brudd og gjør det mulig oppdage strukturell svikt før det skjer. Betongkonstruksjoner bør underarmes for å oppnå duktil oppførsel, med store deformasjoner, før brudd. Underarmerte betongtverrsnitt medfører flyt i armeringen før trykkbrudd i betong.

*Sjekk om det er overarmert eller underarmert tverrsnitt:*

*Balansert armering  $\Rightarrow$*

*Den armeringsmengden som gir armeringstøyning:*

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{yd} = 2,17 \text{ ‰}$$

når

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$$

*Balansert armeringstverrsnitt:*

$$\alpha_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}}$$

$$A_{s,bal} = \frac{0,8 \cdot \alpha_{bal} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}}$$

$A_s \leq A_{s,bal}$ $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd} \Rightarrow \sigma_s = f_{yd}$	<i>Underarmert</i>	$\alpha = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}$
$A_s > A_{s,bal}$ $\varepsilon_s < \varepsilon_{yd} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$	<i>Overarmert</i>	$0,8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot \alpha^2 + E_s \cdot A_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \alpha - E_s \cdot A_s \cdot \varepsilon_{cu} = 0$

**Tabell 8** - Underarmert og overarmert tverrsnitt

$\alpha$  settes inn i uttrykk for momentkapasitet:

$$M_{Rd} = 0,8 \cdot \alpha(1 - 0,4 \cdot \alpha) f_{cd} \cdot b \cdot d^2$$

Kontrollerer at:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

### *Normalarmert tverrsnitt*

Et annet vanlig og økonomisk valg er normalarmert tverrsnitt. Det vil si at armeringen skal ha en tøyning på 5 ‰ i det betongen når momentkapasiteten. Dette gir et såkalt seigt brudd.

Betongtrykksonens momentkapasitet ved normalarmert tverrsnitt er:

$$M_{Rd} = 0,275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$$

$$b = 1 \Rightarrow \text{Samme enhet for } M_{Rd} \text{ og } M_{Ed} \text{ [kNm/m]}$$

$$\text{Kontrollerer at } M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

Dette er vanligvis tilfredsstilt med god margin, som er det vanlige for plater. Dvs. at betongtrykksonen er delvis utnyttet.

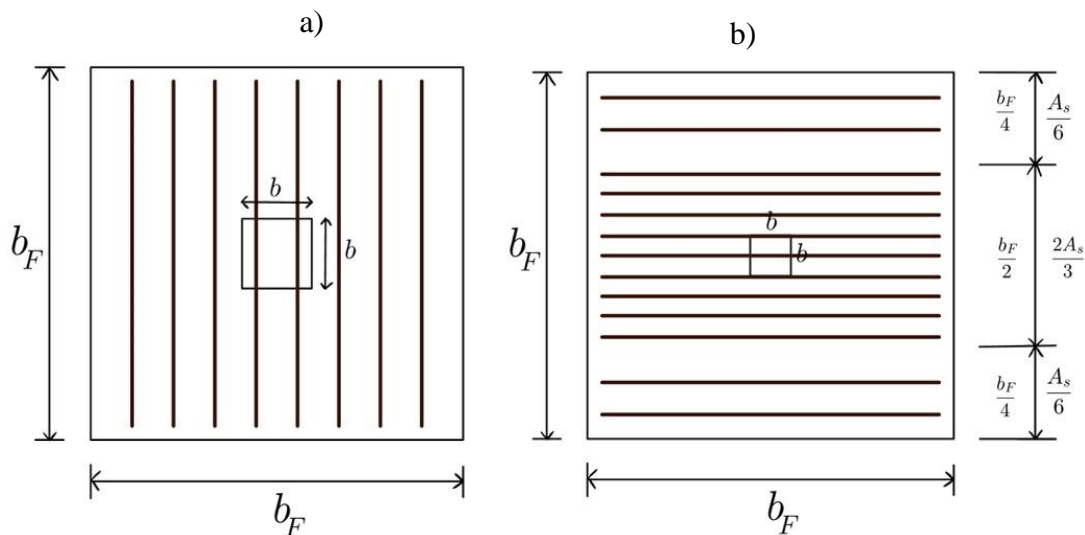
Indre momentarm kan da tilnærmes som:

$$z \approx \left(1 - 0,17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) d$$

Nødvendig momentarmeringstverrsnitt i underkant av fundamentet blir da:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}}$$

EC2 stiller krav til fordeling av momentarmering for punktfundamenter som vist i figur 11:



Figur 13 - Fordeling av underkantarmering i punktfundament

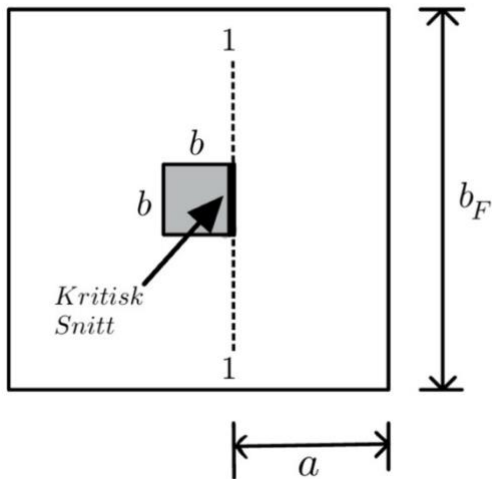
a)  $b_F \leq 5 \cdot b_{s\oyle} \Rightarrow$  armeringen legges jevnt fordelt

b)  $b_F > 5 \cdot b_{s\oyle} \Rightarrow \frac{2}{3}$  av  $A_s$  innenfor midtre  $\frac{b_F}{2}$ ,  $\frac{1}{3}$  av  $A_s$  fordeles utenfor

### 5.2.3 Dimensjonering for skjærkraft

#### Snitt 1:

Kontrollere for skjærtrykkbrudd ved kant av opplegg,  $V_{Ed1}$ , etter EC2, 6.2.2 (6)



Det kritiske snittet for skjærtrykk er ved søylebredden, og det kan derfor bli dimensjonerende. Snittet hvor den maksimale skjærkraften kontrolleres oppstår hele veien rundt søylen, altså ved de fire sidene.

Dimensjonerende skjærkraft i snitt 1:

$$V_{Ed1} = \frac{N_{Ed}}{4}$$

Figur 14 - Kritisk last for skjærtrykk

Kontroll for skjærtrykk:

[EC2 – 6.2.2(6)]

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_{søyle} \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}$$

Der:

$$v = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \Rightarrow \text{reduksjonsfaktor for trykkfasthet}$$

Kontrollerer at:

$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed1} \Rightarrow \text{Tilstrekkelig skjærtrykkkapasitet}$$

## Snitt 2:

Skjærstrekbrudd kontrolleres ved en avstand  $d$  fra kant av opplegg,  $V_{Ed2}$ , etter EC2, 6.2.1(8), 6.2.2 og 6.2.3.

Dimensjonerende skjærkraft i snitt 2:

$$V_{Ed2} = q_{Ed} \cdot (a - d)$$

Kontroll for skjærstrekk:

Empirisk formel for skjærstrekkapasitet EC2 – 6.2.2 (1):

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad [6.2a]$$

$$V_{Rd,c} = (V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [6.2b]$$

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$  med  $d$  i mm

- $\rho_l = \frac{A_s}{b \cdot d} \leq 0,02$

- $C_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_c}$ ;  $k_2$

avhenger av størrelsen på tilslaget, vanligvis:  $k_2 = 0,18$

- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$  [MPa]

- $k_1 = 0,15$

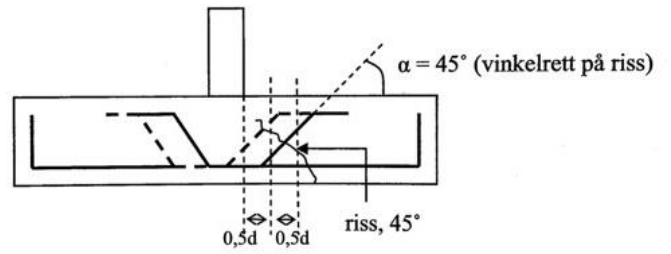
- $b_w$  : den minste verdien av tverrsnittets bredde i strekksonen

- $V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$

$$V_{Rd,c} = \max \{ 6.2a; 6.2b \}$$

Kontrollerer at:  $V_{Rd,c} > V_{Ed2}$

I følge EC2 9.3.2 (1) bør alle plater med skjærarmring ha en tykkelse på minst 200mm. Dersom det velges å skjærarmere, er det mest praktisk med skråarmring som vist i figur 15.



**Figur 15** - Skjærarmring i fundament

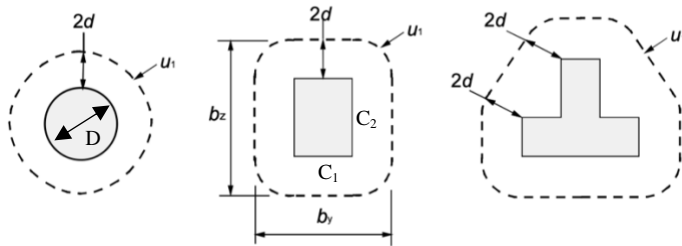
## 5.2.4 Kontroll for gjennomlokking ved punktfundament

Lokal skjærkraft pr lengdeenhet rundt en søyle kan bli høy, og dette kan føre til lokalt gjennomløkkingsbrudd. EC2, 6.4 gir krav til kontroll av skjærkraftkapasitet ved konsentrerte laster på plater. (Sørensen, 2013)

Ved kontroll av gjennomlokking må følgende tilfeller sjekkes:

- Søyle-plate forbindelse i flatedekker
- Søyle-fundamentsåle forbindelser i punktfundamenter
- Ytrekonsentrerte laster på plater, f.eks. hjultrykk

EC2 6.4.2 definerer et kritisk kontrollsnitt med omkrets  $u_l$  i avstand  $2d$  fra belastet flate og velges slik at lengden minimeres.



**Figur 16** - typiske kritiske kontrollsnitt rundt belastede flater [EC2 figur 6.13]

Figur 16 viser typisk kritisk kontrollsnitt rundt belastede flater hentet fra EC2, figur 6.13.

Den effektive tykkelsen av plata antas konstant, og kan normalt settes lik:

$$d_{eff} = \frac{d_y + d_z}{2}$$

Der  $d_y$  og  $d_z$  er effektive tykkelser for armeringen i to ortogonale retninger.

For den rektangulære og sirkulære søylen i figur 16 blir omkretsen av det kritiske snittet:

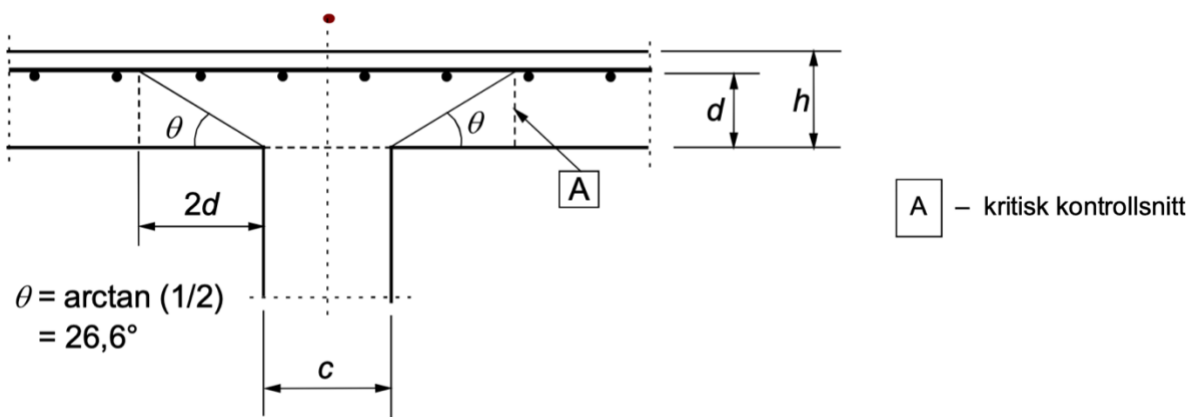


$$u_1^{rektangulær} = 4\pi \cdot d + 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2$$

Og

$$u_1^{sirkulær} = \pi \cdot (D + 4d)$$

Med det kritiske snittet  $2d$  fra lastarealet kan gjennomlokkingskapasiteten kontrolleres med modellen i EC2, 6.4.1(3), (4), (5).

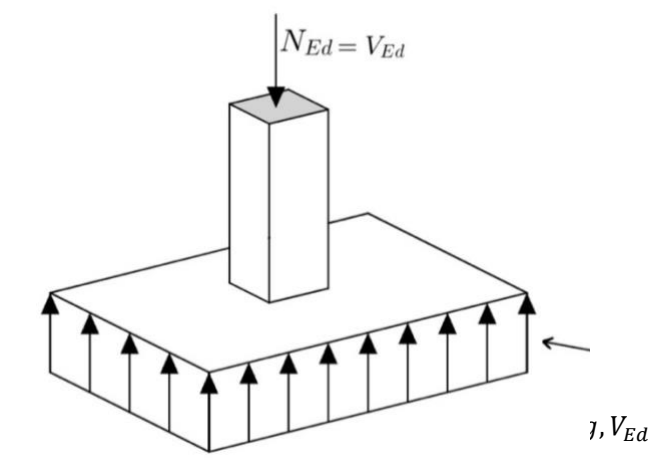


Figur 17 - Modell for kontroll av gjennomlokkingskapasitet

Dimensjonering for gjennomlokkingskjær baseres på skjærkraftfordeling langs det kritiske kontrollsnittet rundt søylen. Skjærkraften virker over et areal  $u_1 \cdot d_{eff}$ .

For en plate-søyle-forbindelse uten momentoverføring mellom plate og søyle blir skjærspenningen jevnt fordelt:

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d_{eff}}$$



Figur 18 - Jevnt fordelt skjærspenning

I praksis må flere snitt innenfor  $2d$  fra søylekant kontrolleres, for så å dimensjonere for den laveste verdien av gjennomlokkingskapasitet. På grunn av positiv effekt av grunntrykket kan en redusert vertikallast benyttes for dimensjoneringen:

[EC2,6.4.4 (2)]

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$$

$\Delta V_{Ed}$ : Netto oppover rettet kraft innenfor det aktuelle kontrollsnittet,  
altså grunntrykk minus vekt av fundamentet

For sentrisk belastet fundament, altså uten momentoverføring  $M_{Ed} = 0$ , blir dimensjonerende skjærspenning:

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u_1 \cdot d_{eff}}$$

Grunnet usymmetrisk last, ulike nabospennvidder eller randbetingelser vil det i praksis nesten alltid være momentoverføring fra plate til søyle i et flatedekke. Dette påvirker skjærspenningsfordelingen langs kontrollsnittet rundt søylen. Forsøk viser at gjennomlokkingskapasiteten reduseres ved slik momentoverføring. (Sørensen, 2013) Kapasitet er mest kritisk ved kant-eller-hjørnesøyler der det kritiske kontrollsnittet ikke går helt rundt søylen, og dermed blir lavere enn ved innersøyler.

Ved dimensjonering tas det vanligvis hensyn til det ubalanserte momentet fra søylene ved å øke den jevnt fordelte skjærspenningen i figur 18 ved å multiplisere med en faktor  $\beta \geq 1,0$ .

I EC2 6.4.3 (3) er den økte skjærspenningen gitt ved:

$$V_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed,red}}{u_1 \cdot d_{eff}}$$

I en viss avstand fra søylekanten må søylemomentet  $M_{Ed}$  balanseres av fordelt bøyemoment  $m_x$ , torsjonsmoment  $m_{xy}$  og delvis av skjærkrefter  $v_x$  og  $v_y$  langs omkretsen av det kritiske snittet, se figur 19.

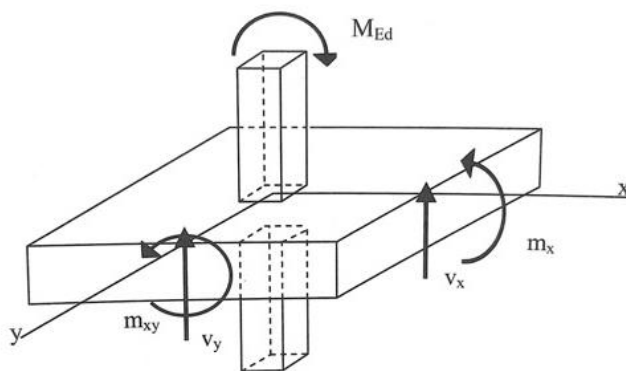
Faktoren  $\beta$  tar hensyn til økt fordelt skjær pga. det ubalanserte søylemomentet, og er avhengig av geometrien til det kritiske snittet, søyledimensjonen og størrelsen av momentet som må balanseres.

EC2, 6.4.3(3) definerer  $\beta$  som:

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$$

der

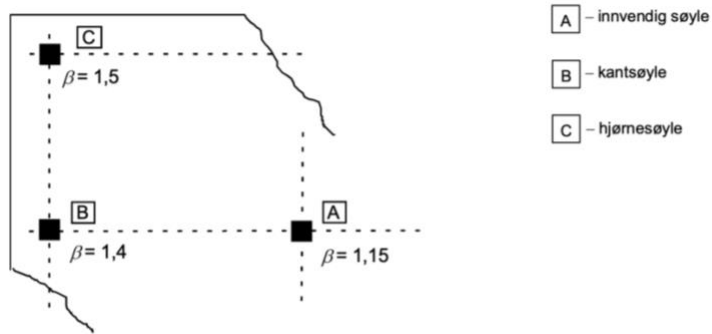
$$W_1 = \int_0^{u_1} |e| dl$$



Figur 19 - Overføring av moment fra søyle til plate

$dl$  er et lengdeinkrement av omkretsen til kritisk snitt, mens  $e$  er avstanden fra lengdeinkrementet  $dl$  til aksene som momentet  $M_{Ed}$  virker om.

I tilfeller der søyleplasseringene (hjørne- og kantsøyler) og søyler med moment i to retninger, kan beregning av disse  $\beta$ -faktorene bli ganske kompliserte. Derfor gir EC2 tilnærmede verdier i slike tilfeller som en forenkling. I følge EC2,6.4.3 (6) kan disse tilnærmede  $\beta$ -faktorene i figur 6.21N benyttes for konstruksjoner der stabilitet i sideretning ikke avhenger av rammevirking mellom dekkene og søylene, og der tilstøtende felt ikke avviker i lengde med mer en 25%.



Figur 6.21N – Anbefalte verdier for  $\beta$

Figur 20 - Anbefalte verdier for  $\beta$

Faktoren  $k$  definerer andelen av det ubalanserte momentet som balanseres av skjærkrefter i forhold til bøy- og torsjonsmomenter.

EC2 angir  $k$  avhengig av sideforholdet til søylen,  $c_1/c_2$ , for rektangulære søyler.

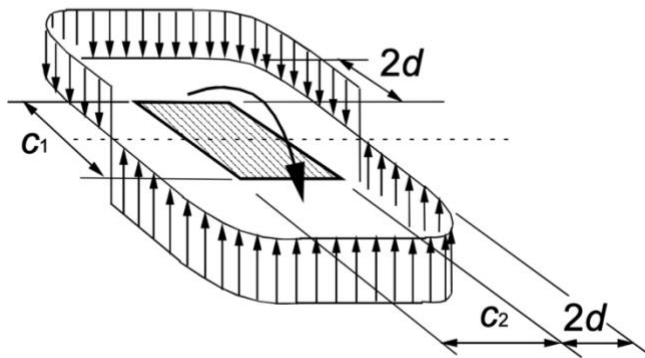
$k$ -verdier er gitt i tabell 10:

$c_1/c_2$	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
$k$	0,45	0,60	0,70	0,80

Tabell 9 - Verdier av  $k$  for en rektangulære belastede flater, [EC2, figur 6.1]

For sirkulære søyler benyttes  $k$ -verdien for  $c_1/c_2 = 1,0 \Rightarrow k = 0,6$ .

$W_1$  er avhengig av skjærspenningsfordelingen langs det kritiske snittet. Elastisk analyse viser at skjærspenningsfordelingen kan tilnærmes som vist i figur 21.



**Figur 21** - Skjærkraftfordelingen fra et ubalansert moment i forbindelsen mellom plate og en innvendig søyle [EC2, figur 6.19]

Søylemomentet må balanseres av momentet fra skjærspenningene, altså:

$$M_{Ed} = 4 \cdot V_M \left[ \frac{c_1}{2} \cdot \frac{c_1}{4} + \frac{c_2}{2} \cdot \left( \frac{c_1}{2} + 2d \right) + 2d \frac{\pi}{2} \cdot \left( \frac{c_1}{2} + 2d \cdot \frac{2}{\pi} \right) \right]$$

$$= V_M \left[ \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1 \right]$$

$$= W_1 \cdot V_M \Rightarrow$$

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1$$

$$V_M = \frac{M_{Ed}}{W_1}$$

$V_M$  : Skjærkraft pga. søylemomentet  $M_{Ed}$

Følgende dimensjonerende skjærspenninger er definert langs kontrolltversnittet:

$V_{Rd,c}$  : dimensjonerende verdi av skjærspenningskapasitet  
for en plate uten skjærarmoring

$V_{Rd,cs}$ : dimensjonerende verdi av skjærspenningskapasitet

for en plate med skjærarmoring

$V_{Rd,max}$  : dimensjonerende verdi av maksimal skjærspenningskapasitet

I følge EC2, 6.4.3 (2) skal følgende kontroller utføres:

- a) Ved søylekant eller ved lastflatekant beregnes størst skjærspenning ved konsentrert last til:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

- b) Skjærarmoring er ikke nødvendig hvis:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

- c) Hvis  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$  legges skjærarmoringen slik at  $V_{Ed} \leq V_{Rd,cs}$

Kapasiteten i det kritiske kontrollsnittet  $u_1$  må kontrolleres for å sjekke om det er behov for skjærarmoring.

EC2 6.4.4 (1) angir at skjærkraftkapasitet i plater og fundamenter uten skjærarmoring ved konsentrerte laster kan beregnes som:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq V_{min} [6.2c]$$

Hvor

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$  med  $d$  i mm
- $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$

- $\rho_{ly}, \rho_{lz}$  er strekkarmeringsforhold i hver retning over en

*bredde lik søylebredde pluss 3d til hver side.*

- $C_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_c}$ ;

$k_2$  avhenger av størrelsen på tilslaget, vanligvis:  $k_2 = 0,18$

- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$  [MPa]

- $k_1 = 0,1$  i trykk og  $-0,3$  i strekk

- $V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$

Skjærkraftkapasitet i lign. (6.2c) tilsvarer lign. (6.2a) for bjelker uten skjærarmering, bortsett fra at middelverdier for armeringsforhold  $\rho_l$  og normalspenninger i betong  $\sigma_{cp}$  må brukes i (6.2c).

Videre er  $k_1$ -faktoren redusert til 0,1 for plater.

EC2, 6.4.5(1) angir at når  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ , er skjærkraftkapasiteten  $V_{Rd,cs}$  gitt ved:

$$V_{Rd,cs} = 0,75 \cdot V_{Rd,c} + 1,5 \cdot \left(\frac{d}{s_r}\right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \left(\frac{1}{u_1 d}\right) \cdot \sin \alpha \quad [\text{lign. A}]$$

Ved å krever  $V_{Rd,cs} \geq V_{Ed} \Rightarrow$  kan beregne nødvendig skjærarmering  $A_{sw}$ :

$$A_{sw} = (V_{Ed} - 0,75 \cdot V_{Rd,c}) \cdot s_r \cdot u_1 / (1,5 \cdot f_{ywd,ef}) \quad [\text{lign. B}]$$

$A_{sw}$  : areal av skjærarmering langs omkretsen av ett snitt rundt søylen

$s_r$  : radiell senteravstand mellom snitt med skjærarmering

$f_{ywd,ef}$  : effektiv dimesjonerende fasthet av  
skjærarmeringen ved konsentrerte laster

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$$

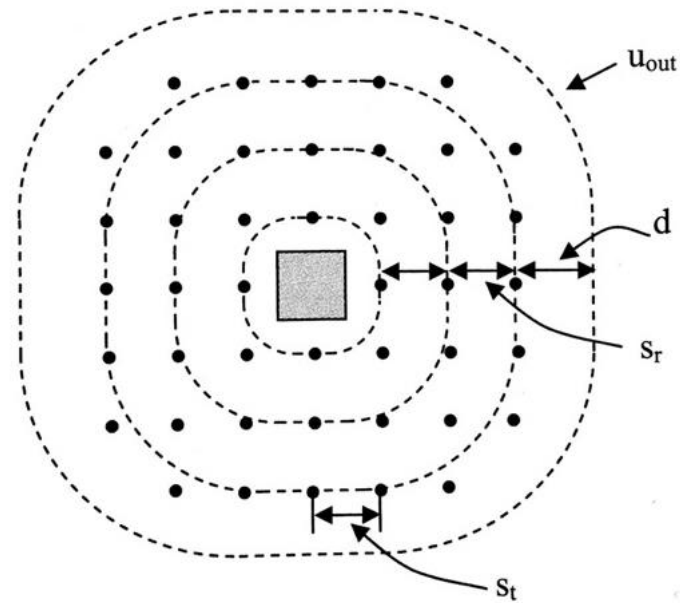
$d$ : middelværdi av effektive tykkelser i to ortogonale retninger

$\alpha$  : vinkel mellom skjærarmeringen og plateplanet

I lign. A summeres betongens og skjærarmeringens bidrag til skjærkapasiteten, mens for bjelker bestemmes skjærarmeringen av en fagverksmodell uten betongbidraget. Videre er betongbidraget redusert med 75%. Faktoren 1,5 for skjærarmeringsbidraget tilsvarer  $\cot\theta = 1,5$ , altså en vinkel på betongtrykkfeltet på  $33,7^\circ$ , mens gjennomlokking i EC2 er basert på en modell hvor rissplanet danner en vinkel på  $26,6^\circ$ , altså  $\cot\theta = 2$ .

Den nødvendige armeringsmengden etter lign. B må plasseres langs omkretsen av alle snitt med avstand  $s_r$ . For rektangulære tverrsnitt plasseres gjennomlokkingsarmeringen som vist på figur 22.



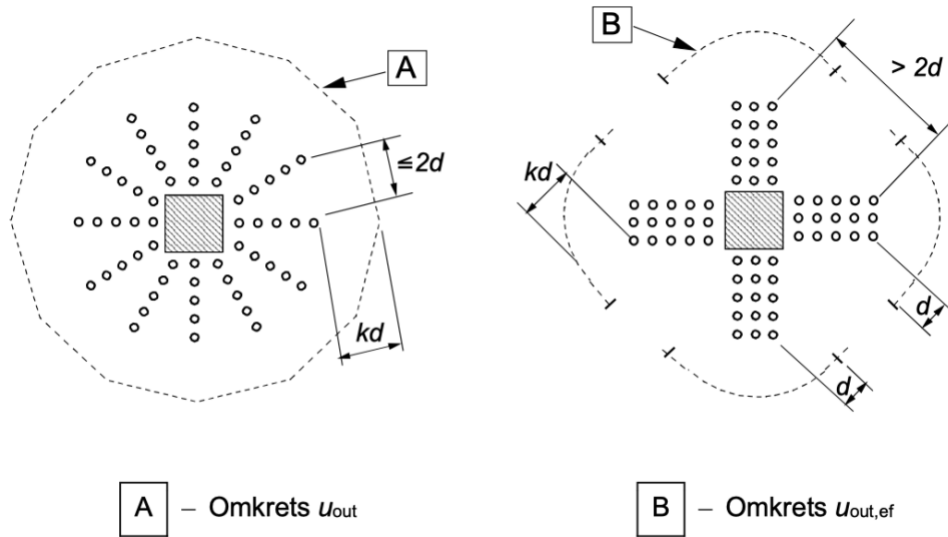


Figur 22 - Gjennomlokkingsarmering i rektangulært tverrsnitt

Etter at den nødvendige skjærarmeringen langs det kritiske kontrollsnittet  $u_1$  er bestemt, må et ytre kontrollsnitt hvor det ikke er behov for skjærarmering bestemmes. Dette kan bestemmes etter EC2, 6.4.5 (4) som:

$$u_{out,ef} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \cdot d$$

Det ytterste snittet med skjærarmering plasseres i en avstand som ikke er større enn  $d$  innenfor  $u_{out,ef}$ , se figur 23.



**Figur 23** - Omkrets av kontrollsnitt ved innvendig søyler, EC2-figur 6.22

### Gjennomlokkingskapasitet ved søylekant

Ved søylekant må det kontrolleres at:

$$V_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed,red}}{u_0 \cdot d} \leq V_{Rd,max} \text{ [lign. C]}$$

$u_0$ : søyleomkretsen for en innersøyle

$$\text{Kantsøyle} \Rightarrow c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$$

$$\text{Hjørnesøyle} \Rightarrow 3d \leq c_2 + 2c_1$$

Kontrollen i lign. C gjøres for å unngå trykkbrudd i betongen. Det kan brukes for snitt med og uten skjærarmering.

Gjennomlokkings trykkbruddkapasitet er gitt i EC2 som:

$$V_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} \leq \frac{1,6 \cdot V_{Rd,c} \cdot u_1}{\beta \cdot u_0} \text{ [lign. D]}$$

Der

$$v = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \Rightarrow \text{Reduksjonsfaktor for trykkfasthet}$$

I lign. D er  $V_{Rd,c}$  beregnet etter lign. 6.2c, men uten bidrag fra normalspenninger, dvs:

$$k_1 \cdot \sigma_p = 0.$$

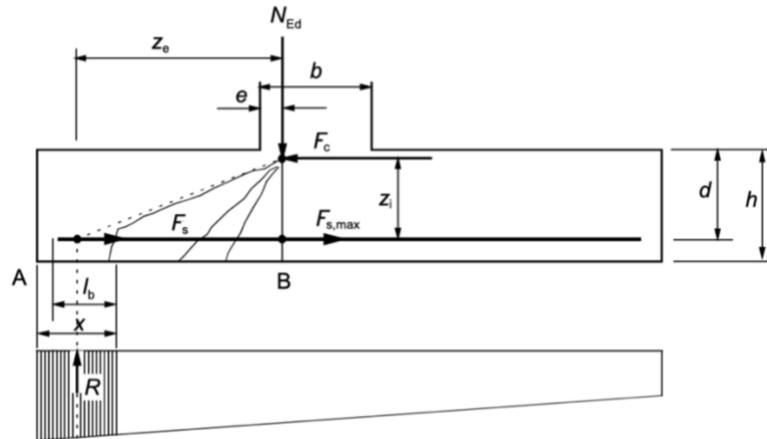
Dersom nødvendig skjærarmering er beregnet etter lign. A uten betongbidraget, dvs:

$$0,75 \cdot V_{Rd,c} = 0, \text{ er } V_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} \text{ uten noen øvre begrensninger.}$$

### 5.2.5 Dimensjonering for forankring

EC2-9.8.2.1(1) anbefaler at hovedarmeringen bør forankres i overbestemmelse med kravene i EC2-8.4 og 8.5. Det bør benyttes en minste stangdiameter  $\phi_{min} = 8 \text{ mm}$ .

#### *Forankring av lengdearmering i punktfundamenter*



**Figur 24** - Modell for strekkraften med hensyn til skrå riss [EC2- figur 9.13]

EC2- 9.8.2.2 (3) er basert på en fagverksmodell som tar hensyn til tilleggskraft i strekkarmering på grunn av skråriss. Figur 24 illustrerer at strekkraften vil oppstå der skrårisset treffer strekkarmeringen.

$$F_s = R \cdot \frac{Z_e}{Z_i}$$

$$R = q_{Ed} \cdot x$$

$$z_i = 0,9 \cdot d$$

$$z_e = a - \frac{x}{2} + e$$

$x$ : Avstand fra kanten av fundamentet til snittet hvor strekkrafta oppstår

$F_s$ : Tilleggskraft i strekkarmering på grunn av skråriss.

Det er denne strekkraften som det skal forankres for

$l_b$ : Forankringslengden

$R$ : kraftresultanten av grunntrykket innenfor lengden det skal forankres for,  $x$ .

$Z_i$ : Indre momentarm, dvs. avstanden mellom  $F_s$  og  $F_c$

$Z$ : Ytre momentarm, dvs. avstanden mellom  $R$  og aksialkraften  $N_{Ed}$

$e$ : eksentrisitet. EC2 definerer  $e$  som avstanden fra  $N_{Ed}$  og ut til kanten av søylen.

Det anbefales å bruke  $e = 0,15 \cdot b$ .

$x_{min}$ : den minste  $x$  – en som det er lov å regne på.

$$x_{min} = \frac{h}{2}$$

Å velge å sette  $x_{min} = h/2$ , er en konservativ forutsetning. Det vil da være mulig å regne mer nøyaktig, og få en større  $x$ .

Finner den nødvendige kraftinnføringslengde  $l_{b,rqd}$  for å oppnå spenning  $\sigma_s$  i armeringen, etter EC2-8.4.3 (2):

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_s}{f_{bd}}$$

Hvor:

$$\sigma_s = \frac{F_s}{A_s} \quad f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ckt,0,5}}{\gamma_c}$$

$\phi$ : diameter for en armeringsstang

$A_s$ : tverrsnittsareal av armering

$\sigma_s$  : armeringsspenning det forankres for

$f_{bd}$  : dimensjonert heftfasthet etter EC2 8.4.2(2):

$\eta_1 = 1,0 \Rightarrow$  gode forhold

$\eta_2 = 1,0$  for  $\phi \leq 32$  mm  $\Rightarrow$

$f_{ctd}$  : dimensjonerende verdi av betongtrekkfastheten etter EC2 – 3.1.6(2)

Dimensjonerende forankringslengde  $l_{bd}$  er gitt EC2 – 8.4.4:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}$$

$\alpha_i$  : egenskaper som gir kortere forankringslengde og representerer:

- geometri på armeringstang
- betongoverdekning
- tverrarmering
- tverrtrykk

Kontrollerer at:

$$l_{bd} < x$$

## 5.3 Dimensjonering av peler

Peler påvirkes av aksiale og laterale laster og momenter, eventuelt også av påhengslaster fra omkringliggende løsmasser. Lastfordelingen av pelene vil avhenge av overbygningens stivhet og de enkelte pelers lengder og stivheter og av grunnforholdene.

### 5.3.1 Grensetilstandsmetoden

Grensetilstandsmetoden går ut på å påvise at en konstruksjon har tilstrekkelig kapasitet til å motstå virkningen av lastene med hensyn til muligheten for brudd, samt å påvise at det ikke inntreffer skadelig deformasjon eller nedbryting.

Den dimensjonerende motstanden bestemmes av den minste av:

- **Dimensjonerende bæreevne,  $R_{c,d}$**  : Gjelder for pelens bæreevne i jord/på berg (sidefriksjon og spissmotstand)
- **Pelens kapasitet, installert kapasitet,  $N_i$**  : Gjelder for peletversnittet – pelematerialets motstandsevne. Her inngår også knekkapasitet

I grensetilstandsmetoden innføres de formelle sikkerhetskrav gjennom partielle sikkerhetsfaktorer (for laster og materialer). Disse skal dekke usikkerheter med hensyn til lastenes størrelse og virkning, pelematerialets fasthet, jordens fasthet, beregningsmetoder, toleranser ved fremstillingen osv.

Valg av partialfaktor skal også vurderes ut fra skadekonsekvens og bruddmekanisme.

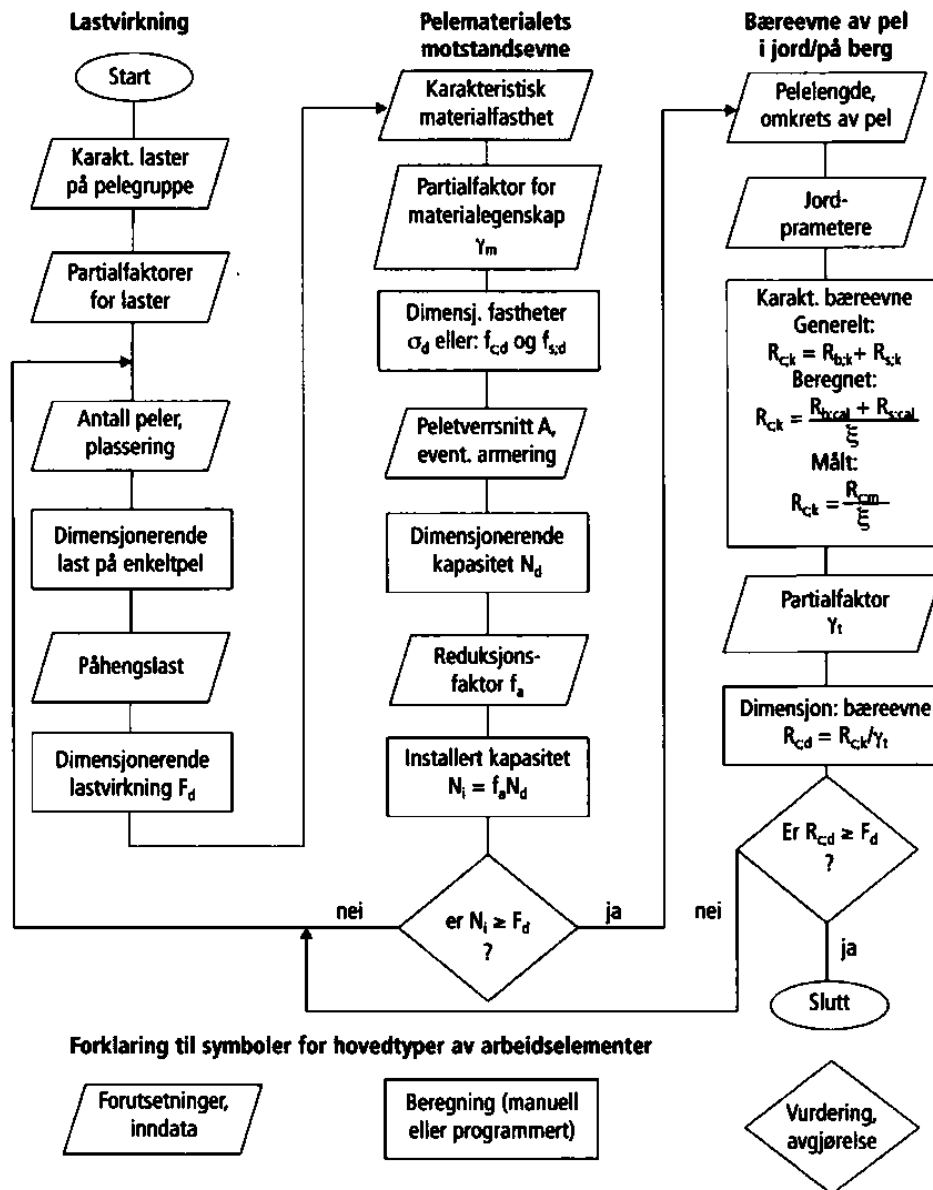
Dimensjonerende last,  $F_d$ , for pelefundamenter kan være forskjellig fra den last som er dimensjonerende for overliggende konstruksjon. Den dimensjonerende last må inkludere virkningen av horisontale laster og eventuelt påhengslaster.

Karakteristiske laster og partialfaktorer må kombineres til den last som er ugunstigst i relasjon til den beregningsmodellen som ligger til grunn.

### 5.3.2 Generell beregningsgang

Dimensjonerende motstand for pelefundamenter er den minste av:

- Pelematerialets motstandsevne (Pelens kapasitet)
- Bæreevne av pel i jord/på berg (Pelens bæreevne)



Figur 25 - Generell beregningsgang ved dimejoning av pelefundamenter



### 5.3.3 Pelematerialets motstandsevne

$$N_i \geq F_d$$

$N_i$  : *Installert kapasitet*

#### *Installert kapasitet*

Installert kapasitet,  $N_i$ , beregnes ved å multiplisere dimensjonerende kapasitet,  $N_d$ , med en reduksjonsfaktor  $f_a$ :

$$N_i = N_d \cdot f_a$$

$N_d$  : *Dimensjonerende kapasitet*

$f_a$  : *Reduksjonsfaktor*

Dersom knekking er dimensjonerende, må man velge den minste verdien av  $N_{c,Rd}$  og knekkkapasiteten  $R_{k;d}$ .

#### *Reduksjonsfaktor*

Reduksjonsfaktoren,  $f_a$ , tar hensyn til det som skiller en pel fra andre konstruksjonselementer og til forhold som er spesifikke for det aktuelle pelearbeidet. Reduksjonsfaktoren bør fastlegges etter en samlet vurdering av alle forhold som kan tenkes å påvirke kapasiteten.

Anbefalte verdier av reduksjonsfaktoren, avhengig av en total vurdering av forholdene:

<i>Vurderte forhold</i>	<i>f<sub>a</sub></i>
<i>Gunstige</i>	0,90
<i>Midlere</i>	0,75
<i>Ugunstige</i>	0,60

**Tabell 10** - Reduksjonsfaktor,  $f_a$  [PV 2019, tabell 1-9]

Ifølge Constos geotekniske rapporter er forholdene i relevant område vurdert til middels [ref. 2.1]

### *Dimensjonerende kapasitet*

Peletversnittets dimensjonerende kapasitet,  $N_d$ , beregnes i henhold til prosjekteringsstandarden for det aktuelle pelematerialet.

For stålkjernepeler betyr dette at den dimensjonerende kapasiteten beregnes i henhold til likning 6.10 i EC3 [ref. beregninger 2.4]

$$N_d = A_s \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$A_s$  : Stålareal

$f_{yk}$  : Flytespenning for stål

$\gamma_s$  : Materialfaktor for stål

Det ble også utført beregninger for stålkjernepel som sammensatt tverrsnitt, slik at det ble beregnet kapasiteten av kjernen, mørtelen og foringsrøret som en helet. Dette ble utført ved å addere den dimensjonerende kapasiteten for hver del:

$$N_d = N_d^{kjerner} + N_d^{foringsrør} + N_d^{mørtel} = \Sigma A_s \frac{f_{yk}}{\gamma_s} + A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

I første ledd representerer dimensjonerende kapasitet for stålmaterialene, henholdsvis kjerne og foringsrør, mens det andre representerer betongen, altså mørtelen.

For peler til berg beregnes den dimensjonerende kapasiteten for utstøpte stålrør lik kapasiteten av betongtverrsnittet alene, med de suppleringer som fremkommer av PV 2019. Betongtverrsnittet beregnes da som betongsøyler iht. EC2, ved bruk av mn-diagram [ref. beregninger 2.2.1]

Ut fra prosjekteringsforutsetninger, grunnforhold og vurdering av korrosjonshensyn kan dimensjonerende kapasitet i noen tilfeller beregnes som et samvirke mellom stålrør og armert betong. [ref. beregninger 2.2.2]

$$N_d = \sum \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_c \cdot f_{cn}}{\gamma_c}$$

$A_s$  : Tverrsnitsareal av ståldel

$f_{sk}$  : Stålmaterialets karakteristiske fasthet

$\gamma_s$  : Materialkoeffisient for konstruksjon stål (1.15)

$A_c$  : Tverrsnitsareal av betong eller mørtel

$f_{cn}$  : Konstruksjonsfasthet for betong eller mørtel

$\gamma_c$  : Materialkoeffisient for betong eller mørtel (1.40)

I beregningene er det også utført dimensjonering av hult stålrør etter tilsvarende formel som for stålkjernepeler:

$$N_d = A \frac{f_y}{\gamma_m}$$

Betongpelers dimensjonerende kapasitet skal, i likhet med utstøpte stålrør, også beregnes som søyler iht. EC2 [ref. B2.5.1].

### *Beregning av korrosjon*

Stålpelers kapasitet reduseres ved korrosjon. Dermed er det hensiktsmessig å undersøke grunnens korrosjonsfarlighet. I prosjektet er det gjort noen undersøkelser om grunnforholdene og basert på den informasjonen er det tatt en anbefalt korrosjonshastighet på 0.015 mm/år, hvis man dimensjonerer pelene med en levetid på 100 år. Vil dette gi pelen en korrosjon på:

$$\text{Korrosjon} = 0.015 \text{ mm/år} \cdot 100 \text{ år} = 1.5 \text{ mm}$$

### 5.3.5 Knekking

Generelt sett er knekking av peler en sjelden hendelse når peler er dimensjonert og installert riktig. Knekking er primært en problemstilling som må kontrolleres for alle peler gjennom vann eller luft, og for peler i bløt leire eller andre masser med lav styrke og stivhet, noe som ikke er tilfellet i dette prosjektet. Beregningsmetoden kan fort bli litt komplisert nå det tas hensyn til jordens ikke-linearitet, pelens formfeil, pelens diameter og geometriendringer på grunn av utbøying.

Dimensjonerende knekkapasitet bestemmes ved å innføre en partialfaktor for total motstand,  $\gamma_t$ , og korrelasjonsfaktor,  $\xi$ :

$$R_{K;d} = \frac{R_{K;cal}}{\gamma_t \cdot \xi}$$

Ved beregning må det skilles mellom rette peler og peler som ved installasjon eller ramming har fått en krumning.

#### 5.3.5.1 Rette, homogene peler i jord

Den teoretiske knekkapasiteten,  $R_{k,cal}$ , for en rett pel i jord, når det antas at bjelken/staven er leddlaget i begge ender blir:

$$R_{k,cal} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2} + \frac{C \cdot L^2}{\pi^2} \quad (1)$$

$E$  : elatisitetsmodulen for pelen

$C$  : jordens reaksjonsmodul /lateral stivhet

$L$  : pelelengde

$I$  : pelens arealtreghetsmodul

Første ledd i (1) representerer Eulers knekklast for en pel i luft, mens det andre leddet angir bidraget fra jordens sidestøtte med konstant stivhet, C.

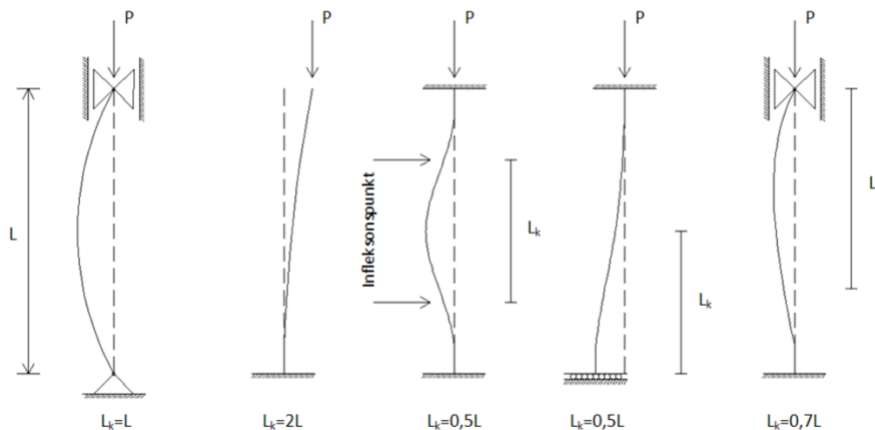
Minste knekk lengde er gitt ved formelen:

$$L_{k,min} = \pi \sqrt{\frac{E \cdot I}{C}} \quad (2)$$

Dersom pelelengden,  $l$ , er lik eller større  $L_{k,min}$ , innføres  $l = L_{k,min}$  i ligning (1), og teoretisk knekkapasitet beregnes slik:

$$R_{k,cal} = 2 \cdot \sqrt{E \cdot I \cdot C} \quad (3)$$

### Randbetingelser



**Figur 26** - Knekkformer og tilhørende effektive lengder for enkeltstående søyler

Figur 26 viser knekkformer og tilhørende effektive lengder for enkeltstående søyler med ulike randbetingelser. Knekk lengden er avstanden mellom punkter der krumningen av knekkformen er lik null, f.eks. infleksjonspunkt. Dersom bjelkens/stavens ende ikke er leddlagret, men er helt eller delvis innspent i toppen, må det tas hensyn til kreftene som virker på endene. Dersom det er forskjellige randbetingelser, vil det endre vilkårene for knekklasten. Dette kan være relevant i

tilfeller der pelespissen ikke er slått godt nok i fast fjell og det er en sannsynlighet at pelespissen sklir ut under belastning.

### Jordens reduksjonsmodul, C

Jordens laterale stivhet, C, har stor betydning for den kritiske lasten som tillates før pelen knekker. Det har blitt utviklet flere fremgangsmåter for bestemmelse av reduksjonsmodulen, C, langs pelens lengde. Valg av metode gjøres på bakgrunn av grunnforholdene og prosjektstørrelsen i den spesifikke situasjonen. Dersom grunnen består av homogen og stabilt materiale, vil den standardiserte metoden for beregninga av C være nøyaktig nok. Med ujevnt og ustabil grunnforhold eller om det er et stort prosjekt med krav om høy grad av nøyaktighet, vil det derimot være nødvendig å bruke mer avanserte metoder som kan gi bedre resultater.

For leire brukes en empirisk relasjon basert på PV 2019.

$$\text{Korttidstilstand: } C = 200 \cdot \overline{c_{u,d}} \quad (4)$$

$$\text{Langtidstilstand: } C = 50 \cdot \overline{c_{u,d}} \quad (5)$$

$\overline{c_{u,d}}$  : Leirens midlere karakteristiske udrenerte

DSS skjærfasthet over knekk lengden,  $L_k$

Tabell x  $\Rightarrow \overline{c_{u,d}} = 50$

<i>Betegnelse av leire</i>	<i>Betegnelse av skjærfasthet</i>	$c_u$ [kPa]
<b>Meget bløt</b>	Svært lav	< 10
<b>Bløt</b>	Lav	10 – 25
<b>Middels fast</b>	Middels	25 – 50
<b>Fast</b>	Høy	> 50

**Tabell 11** - Udrenert skjærfasthet for leire [NFG – veiledning for symboler og definisjoner i geoteknikk]

(Norsk Geoteknisk Forening, 2011)

### 5.3.5.2 Rette peler med sammensatte tverrsnitt

Ifølge NS-EN-1994, skal dimensjonerende knekkapasitet for sammensatte søyletverrsnitt beregnes ut av summen av alle stivhetene  $E_d \cdot I$  for hvert materiale i tverrsnittet, der  $E_d = \frac{E_k}{\gamma_R}$  skal beregnes for hvert materiale.

Knekking kan anses som et bæreevneproblem, og den dimensjonerende bæreevnen for sammensatte tverrsnitt bestemmes derfor ut fra karakteristisk bæreevne. Forutsatt at  $l > L_k$ , beregnes knekklasten som:

$$R_{k,cal} = 2 \sqrt{C \cdot \sum E \cdot I}$$

Der:

$$\sum E \cdot I = E_a \cdot I_a + E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s$$

$E_c$  : Karakteristisk E – modul for betong etter NS – EN 1992

Vanligvis:

$$E_c = 3 \cdot 10^7 \text{ kPa for fasthetsklasse B35 – B55}$$

$E_a$  og  $E_s$  : Karakteristisk E – modul for stål og armering

Vanligvis:

$$E_s = 2,1 \cdot 10^8 \text{ kPa}$$

$$E_a = 2,0 \cdot 10^8 \text{ kPa}$$

$I_a, I_c$  og  $I_s$  : Arealtreghetsmoment for hhv. stål, betong og armering

### 5.3.5.3 Krumme peler

Den teoretiske knekklasten er uavhengig av en eventuell forhåndsutbøyning. Den virkelige knekkkapasiten kan imidlertid reduseres som følge av krumning. Gitt enn forhåndsutbøyning:

$$y_0 = \frac{L_k}{300} \quad [PV\ 2019, \text{ tabell } 4 - 12]$$

$y_0$ : Initialutbøyning

$L_k$ : Knekk lengde

Har en pel en forhåndsutbøyning, vil den under en aksiallast få en totalutbøyning. Denne formelen forutsetter at lengden til pel er minst lik knekk lengden:

$$\delta = \frac{y_0}{\left(1 - \frac{F_{c;d}}{R_{K;cal}}\right)} \quad [PV\ 2019, \text{ ligning } (4 - 44)]$$

$\delta$ : Total utbøyning

$F_{c;d}$ : Opptredende aksiallast =  $N_{Ed}$

$R_{K;cal}$ : Teoretisk knekk kapasitet

Betydningen av forhåndsutbøyning er forskjellig for stålpeler og betongpeler. For betongpeler vil en viss utbøyning føre til riss i betongen, stivhet avtar og betongen beregnes ikke som et elastisk materiale lengre. NS-EN 1993. Dette gjør at bøyestivheten må beregnes på nytt. Den nye bøyestivheten kan dermed settes som:

*Krumningsradius:*

$$R = \frac{Lk^2}{\pi^2 \cdot \delta} \quad [PV\ 2012, \text{ ligning } (4 - 36)]$$

$$EI = M_d \cdot R \quad [PV\ 2012, \text{ ligning } (4 - 35)]$$



Krumningen av pelene medfører spenninger som må sjekkes for. Summen av bøyespenningen og materialspenningene bør ikke overgå dimensjonerende fasthet for hvert materiale.

$$\sigma_b = \frac{E \cdot r}{R} \quad [PV\ 2012, \text{ ligning } (4 - 37)]$$

$\sigma_b$  : Bøyespenning

r: avstand fra tverrsnittets nøytralakse

$$\varepsilon = \frac{F_{c;d}}{A \cdot E} \quad [PV\ 2012, \text{ ligning } (4 - 38)]$$

$$\sigma = \varepsilon \cdot E \quad [PV\ 2012, \text{ ligning } (4 - 39)]$$

$\sigma$ : Materialspenning

Siden grunnforholdene i Dalgårdstunet er av bedre kvalitet enn bløt leire, antas det at krumning ikke vil være et problem. Det er likevel utført beregninger som viser at spenningskapasitet er tilstrekkelig med hensyn til dette.

### 5.3.4 Bæreevne av pel i jord/på berg

Med en pels aksiale bæreevne menes den last grunnen kan oppta fra pelen ved mobilisering av jordens styrke som sidefriksjon og spissmotstand.

$$\text{I jord: } R_{c,d} \geq F_d \quad [\text{EC7 – likning 7.1}]$$

$$\text{På berg: } q_{b;d} \geq F_d$$

$R_{c,d}$  : Dimensjonerende bæreevne av pel i jord

$q_{b;d}$  : Dimensjonerende bæreevne av pel på berg

Beregninger av bæreevne avhenger av om pelene er spissbærende eller friksjonsbærende. Ved friksjonsbærende peler benyttes formel (den første). Ved bruk av spissbærende peler brukes likning (den andre) dersom pelene går ned til berg, og likning (den første) ellers.

Ifølge prosjektets geotekniske rapporter er det benyttet verdier funnet i litteraturstudiet som utgangspunkt for fastsettelse av bergets bæreevne. Den minste verdien funnet i disse litteraturstudiene er lagt til grunn i bestemmelsene. På grunnlag av dette er det bestemt en minimum bæreevne på 2,5-5 MPa, med en tilhørende trykkfasthet lik 35 MPa. Disse verdiene

Denne verdien anses som utilstrekkelig ved bruk av peler. Grunnet stor variasjon og mye antagelser i de geotekniske rapportene ble det besluttet å gjøre egne antagelser basert på litteraturstudier i beregningene av bæreevnen.

I denne rapporten er beregningene gjort på grunnlag av spissbærende peler til berg.

#### 5.3.4.1 Dimensjonerende bæreevne i jord

En pels dimensjonerende bæreevne,  $R_{c,d}$ , bestemmes ved å dividere karakteristisk bæreevne med en partialfaktor for bæreevne som er avhengig av metode for installasjon av pelen:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} = \frac{R_{cs,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{cb,k}}{\gamma_s}$$

$R_{c,k}$  : Karakteristisk bæreevne

$\gamma_t$  : Partialfaktor for total bæreevne

$\gamma_b$  : Partialfaktor for spissbæreevne

$\gamma_s$  : Partialfaktor for skaftbæreevne (sidefriksjon)

#### Karakteristisk bæreevne

Følgende kan benyttes som grunnlag for fastsettelse av karakteristisk bæreevne:

- Prøvebelastning, som gir målt bæreevne,  $R_{c,m}$
- Bæreevneformler, som beregner bæreevne,  $R_{c,cal}$
- Støtbølgemålinger eller andre målinger under ramming som gir grunnlag for vurdering av bæreevne,  $R_{c,m}$

Den karakteristiske bæreevnen benyttet i relevante beregninger i rapporten/vedlegg er fastsatt basert på beregninger ved bruk av bæreevneformler.

Karakteristisk bæreevne,  $R_{c,k}$ , bestemmes ved å dividere beregnet eller målt bæreevne med korrelasjonsfaktoren  $\xi$  som fastsettes ut fra antall prøvebelastninger, omfanget av målinger og hvor godt grunnforholdene er kartlagt.

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k}$$

$$R_{b,k} = \frac{A_b \cdot q_b}{\xi}$$

$$R_{s,k} = \frac{\sum A_{s,i} \cdot q_{s,i}}{\xi}$$

$q_b$  : Beregnet verdi av spissmotstand

$q_{s,i}$  : Beregnet verdi av friksjonsmotstand

$A_b$  : Pelens spissareal

$A_s$  : Pelens overflateareal

$\xi$  : Korrelasjonsfaktor avhengig av metode og pålitelighet  
ved bestemmelse av bæreevne

### 5.3.4.2 Dimensjonerende bæreevne på berg

For peler på berg kan dimensjonerende bæreevne på berget beregnes som følger:

$$q_{b;d} = \frac{N_s \cdot \sigma_{tf}}{\gamma_t \cdot \xi}$$

$\sigma_{tf}$  : Bergets målte enaksiale trykkfasthet

$N_s$  : Bæreevnefaktor på spiss på eller i berg

$\gamma_t$  : Partialfraktor for motstand

$\xi$  : Korrelasjonsfaktor

#### Trykkfasthet

Klassifisering av bergets enaksiale trykkfasthet kan bestemmes gjennom triaksialtesting. Det er ikke gjort noen slik testing på det relevante området i dette prosjektet, slik at det i beregningene benyttes ulike verdier av trykkfasthet i bestemmelsen av den dimensjonerende bæreevnen.

#### Bæreevnefaktor

Bæreevnefaktoren,  $N_s$ , settes lik 4 for peler kriterierammet i berg. For peler innboret i berg øker denne faktoren i samsvar med kvotienten av den normaliserte innboringsdybden,  $z_F$ , og pelens diameter (PV 2019, tabell 4-5).

#### Partialfaktor

I nasjonalt tillegg (NA) i NS-EN 1997-1 er det foreslått å benytte samme verdier for partialkoeffisienter for sidefriksjon og spissbæring.

For rammede peler medfører dette:  $\gamma_t = \gamma_b = \gamma_s = 1,1$  (Tabell NA.A.6)

For borede peler:  $\gamma_t = \gamma_b = \gamma_s = 1,3$  (Tabell NA.A.7)

I beregningene er det kun/hovedsakelig benyttet partialfaktor knyttet til ramming som installasjonsmetode.

## Korrelasjonsfaktor

Anbefalte korrelasjonsverdier kan bestemmes ved statisk prøvebelastning, grunnundersøkelse eller dynamiske slagprøvinger. Basert på geotekniske rapporter levert av ekstern veileder bestemmes korrelasjonsverdien i samsvar med tabell basert på “grunnundersøkelser”.

$\xi$ for $n =$	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>7</b>	<b>10</b>
$\xi_3$	1,55	1,55	1,45	1,45	1,35	1,35	1,35
$\xi_4$	1,55	1,55	1,33	1,33	1,33	1,20	1,20

*Tabell 12 – Anbefalt korrelasjonsfaktor [NS-EN 1997-1, tabell NA.A.10]*

Utførte grunnundersøkelser på prosjektområdet er lite omfattende, og kunnskapen om grunnen er lite tilfredsstillende. På bakgrunn av dette blir de anbefalte verdiene for  $n$  lik 1 og 2. Dette gir en korrelasjonsfaktor på 1,55.

### 5.3.6.1 Kapasitet av stålspiss

Ifølge Peleveiledningen 2019 skal alle peler som rammes til berg, bruke stålspiss. Da blir pelens karakteristiske bæreevne bestemt av enten karakteristisk bæreevne for berget eller karakteristisk kapasitet for stålspissen. For alle middels til faste bergarter er karakteristisk fasthet så høy at flytegrensen for stålet i spissen blir dimensjonerende.

i beregningen av kapasitet henvises det til (PV1991 kap.9.5):

*«For opptil ca. 10 kontrollslag i den hensikt å foreta en dynamisk prøvebelastning, kan normalt  $\sigma_{dr}$  overskrides med opptil 25 %.»*

Dette gir kravene:

$$\sigma_{max} \leq 1.25 \cdot \sigma_{dr}$$

$\sigma_{max}$  : Maksimal spenning ved støt

$\sigma_{dr}$  : Dynamisk spenning

$$\sigma_{dr} = \frac{f_y}{1.05}$$

Alle pelespisser av stål er også utsatt for korrosjon. Vanligvis vil det massive tverrsnittet til stålspissen være gunstig og der er dermed ikke nødvendig å dimensjonere spissen på hensyn av korrosjon. Derimot for rammede peler som benyttes direkte på berg med lite løsmasseoverdekning, bør spissen dimensjoneres med hensyn på korrosjon.

Derimot er den mest vanlige måten å dimensjonere utstøpte stålrørspeler å dimensjonere pelen for betongdelen alene. Dersom korrosjon er ivaretatt og pelens integritet er tilfredsstillende etter ramming kan det vurderes om stålarealet kan inngå i den dimensjonerende kapasiteten. Når både betong og stål medregnes i pelens dimensjonerende kapasitet må det også tas hensyn til ulike materialegenskaper med hensyn til kryp og svinn, samt elastisitetsmodul, slik at samvirket sikres. Normalt bør pelens diameter velges slik at betongtverrsnittet alene har tilstrekkelig kapasitet.

Utstøpte stålrørspeler vil normalt ha meget god kvalitet og bestandighet. Betongen i pelen er beskyttet av det omsluttende stålrøret og kan av denne grunn forutsettes å ha meget god bestandighet.



## 6. Resultater og kostnads-analyse

Alle beregningene er gjort i et eget dokument, som finnes i vedlegg B

### 6.1 Resultat punktfundament

Her vises resultatet av beregningene for punktfundamentet. Se beregningene i vedlegg B, Kapittel 1.

	<i>Variabel</i>	<i>Nåværende løsning</i>	<i>Ny dimensjon</i>	<i>Enhet</i>
<i>Aksialkraft</i>	$N_{Ed}$	3407	3407	<i>kN</i>
<i>Dimensjonerende grunntrykk</i>	$\sigma_{gd}$	350	350	<i>kN/m<sup>2</sup></i>
<i>Pris B35 betong</i>	Pris/m <sup>3</sup>	1105	1105	<i>kr/m<sup>3</sup></i>
<i>Betongkvalitet</i>	$f_{ck}$	B35	B35	<i>N/mm<sup>2</sup></i>
<i>Fundamentbredde</i>	$b$	3800	3120	<i>mm</i>
<i>Fundamenthøyde</i>	$h_F$	1000	700	<i>mm</i>
<i>Tverrsnittsareal armering</i>	$A_s$	31ø20 ⇒ 9739	18ø16 ⇒ 3484	<i>mm<sup>2</sup></i>
<i>Søyledimensjon</i>	$b_{søyle} \times b_{søyle}$	540 x 740	600 x 600 (kvadratisk)	<i>mm<sup>2</sup></i>
<i>Fundamentvolum</i>	$V = h_F \cdot b^2$	14,44 m <sup>3</sup>	6,8 m <sup>3</sup>	<i>m<sup>3</sup></i>
<i>Total pris på volum</i>		15956	7514	<i>kr</i>

Tabell 13 - Beregningsresultater for punktfundament

## 6.2 Resultat Pelers

Peletype	Standardpel	Areal				Installert kapasitet
		betong/mørtel	stål	armering	areal	
		<i>mm<sup>2</sup></i>				<i>kN</i>
<b>Stålrørspeler</b>	Ø508 x 6,3	192753	9930	2945	202683	<b>3525</b>
<b>Stålkjernepel</b>	<b>Kjerne</b>	-	17671	-	17671	<b>3724</b>
	<b>Sammensatt</b>	16668	21034		37702	<b>4952</b>
<b>Betongpel</b>	P345	119025	-	2513	119025	<b>2625</b>
<b>HEB</b>	340	-	17100	-	17100	<b>4213</b>

Tabell 14 – Pelekapasiteter

### 6.3 Grunnlag for priser

Priser brukt i beregningene er fastsatt på bakgrunn av diskusjon med Consto Midt-Norge.

*Punktfundament:*

$$\text{Total pris} = \underline{6500 \text{ kr/m}^3}$$

*Inkludert leie av forskaling, armering, betong, manskap, osv.*

*Peler:*

*Betong:*

B35  $\Rightarrow$

$$\text{Pris} = \underline{1105 \text{ kr/m}^3}$$

*Stål:*

$$16\ 000 \text{ kr/tonn} \leq \text{pris} \leq 25\ 000 \text{ kr/tonn} \Rightarrow$$

$$\text{Valgt Pris} = 16\ 000 \text{ kr/tonn} \Rightarrow 16\ 000 \cdot 10^{-3} \text{ kr/kg} = \underline{16 \text{ kr/kg}}$$

$$\text{Densitet: } \rho = \underline{7850 \text{ kg/m}^3} \Rightarrow$$

$$\text{Pris} = 16 \text{ kr/kg} \cdot 7850 \text{ kg/m}^3 = \underline{125\ 600 \text{ kr/m}^3}$$

I sammenligning av peler og punktfundament beregnes individuell materialpris.

Betongprisen for peler er antatt lik som betong i punktfundament.

$$\text{Pris betong} = \text{Areal [m}^2] \cdot \text{lengde [m]} \cdot 1105 \text{ [Kr/m}^3]$$

$$\text{Pris Stål} = \text{Areal [m}^2] \cdot \text{lengde [m]} \cdot 125\ 600 \text{ [Kr/m}^3]$$

For sammensatte tverrsnitt tas det hensyn til armering i tillegg og beregnes på samme måte som for stål.

## 6.4 Kostnadsanalyse

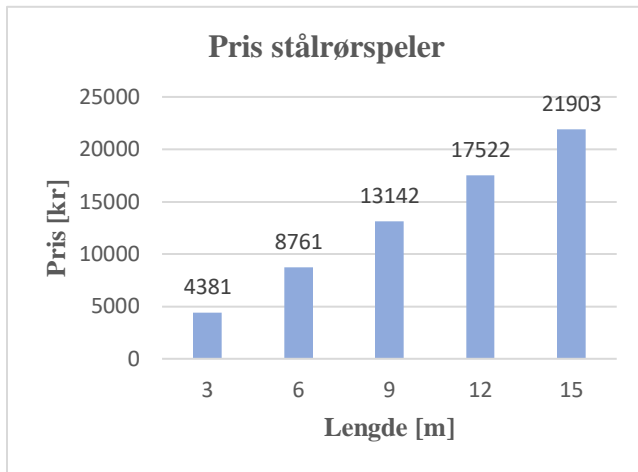
Grunnet ukjent lengde til berg sammenlignes punktfundamentenes kostnad med kostnader for ulike pelelengder.

Resultatet vises i tabellen under. Grønn farge symboliserer en verdi lavere enn eller tilnærmet den opprinnelige fundamentkostnaden.

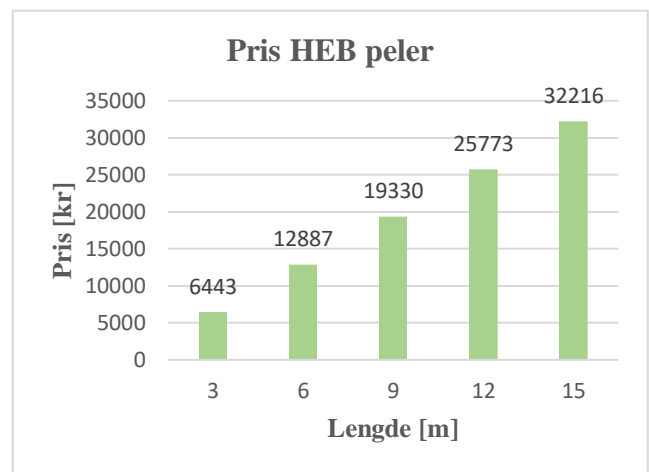
<i>Lengde</i>	<i>HEB-profil</i>	<i>stålrørspel</i>	<i>betongpel</i>	<i>Stålkjernepel</i>	<i>Punktfundament</i>	
					<i>Ny</i>	<i>Nåværende</i>
<i>[m]</i>	<i>[kr]</i>	<i>[kr]</i>	<i>[kr]</i>	<i>[kr]</i>	<i>[kr]</i>	<i>[kr]</i>
<b>3</b>	6443	5153	696	7981	7530	15956
<b>6</b>	12887	10306	1392	15962		
<b>9</b>	19330	15459	2088	23943		
<b>12</b>	25773	20612	2784	31924		
<b>15</b>	32216	25765	3480	39905		

*Tabell 15 - Fundamentpris ved ulike lengder*

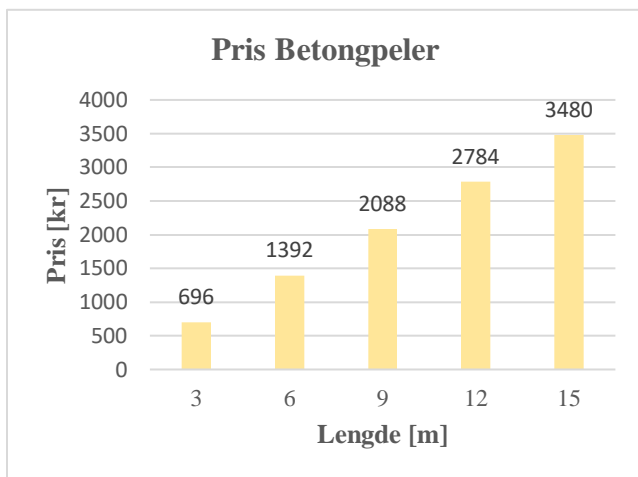
Resultatene vises også for hver fundamentløsning i henholdsvis figur 28 - 31:



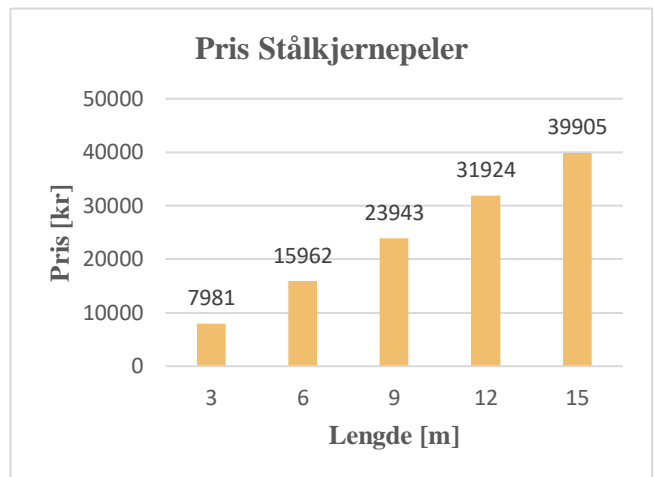
Figur 28 - Pris stålørspeler



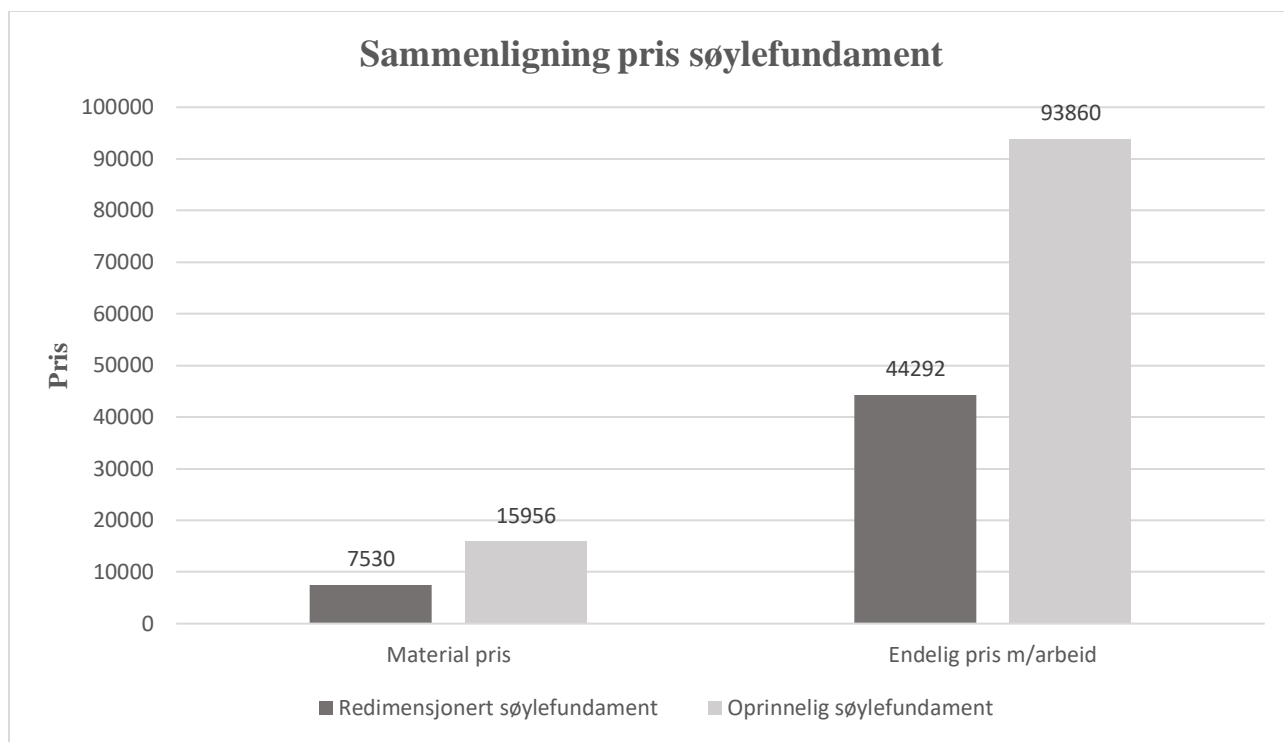
Figur 27 - Pris HEB peler



Figur 3030 - Priser betongpeler



Figur 2929 - Priser stålkjerner



**Figur 31 - Priser punktfundament**

Verken diagrammene eller tabell 13 tar hensyn til om brukte pelelengder anses som relevante, eller om kapasiteten er tilstrekkelig.

Relevante lengder hentes fra PV2019 og resulterer i:

<i>Peletype</i>	<i>Aktuelle pelelengder [m]</i>
<i>Stålpeler</i>	20-70
<i>Betongpeler</i>	5-50
<i>Rammede stålrørspeler</i>	20-90
<i>Stålkjernepeler</i>	5-90

**Tabell 16 - Relevante pelelengder [PV2019, tab. 3.1]**

Tabell 16 i kombinasjon med informasjonen fra tabell 17 og 15 resulterer i aktuelle kombinasjoner av lengde, kapasitet og kostnad.

For stålkjernepeler vil lengder opp til 6 m være mer lønnsomt enn opprinnelig fundament, men tabell 14 tilsier at den mest lønnsomme lengden, på 3 m, ikke vil være relevant da den er mindre enn 5 m. Kapittel 12.2 i PV2019 tilsier derimot at stålkjernepeler vanligvis leveres i lengder på 3, 6, 9 og inntil 12 m. Det besluttes derfor at pelelengden på 3 m anses som tilstrekkelig i dette tilfellet.

Stålrørspeler og HEB-stålpeler er mindre relevante da de aktuelle pelelengdene har en startverdi på 20 m, noe som blir for langt i dette prosjektet (Ref. avsnitt 2.1).

For betongpelene viser tabellene en økonomisk lønnsomhet ved alle innsatte pelelengder. Beregningene oppsummert i tabell 15 viser derimot at betongpelene ikke vil ha tilstrekkelig kapasitet, og prisen er derfor irrelevant uansett lengde.

## 7. Refleksjon

Under prosjektet har det oppstått ulike problemstillinger som har krevd håndtering.

### *Variabler og verdier*

Manglende informasjon om relevante verdier har medført behov for faglige begrunnede antagelser/valg, eksempelvis ved valg av midlere skjærfasthet for prosjektområdets grunnmateriale. Manglende informasjon i geotekniske rapporter førte til at aktuell verdi ble hentet fra tabell funnet i rapporter fra Norges Geotekniske Forbund (ref. avsnitt 5.3.5.1).

### *Påhengslast*

Ved geotekniske beregninger er det også viktig å ta hensyn til eventuelle påhengslaster. Selv om dette ikke anses som et regelmessig problem er det noe som burde sjekkes, da det kan oppstå setninger så store at det påvirker stabiliteten og strukturen til den installerte pelen. I denne rapporten er det, på grunn av manglende informasjon, antatt at påhengslasten ikke er dimensjonerende. Dette betyr at resultatene, i realiteten, kan vise utilstrekkelig kapasitet for peler.

### *Lengde til berg*

Ved bruk av spissbærende peler er det behov for sikker bestemmelse av dybden til fast grunn eller berg. Bergets topografi og bergarte har betydning for vurdering av mulighetene for å oppnå et pålitelig bergfeste og for utforming av spissen for rammede peler.

På grunnlag av en utgraving under prosjekteringsfasen, ble det estimert rundt 5-10 m til fast berg, med noe variasjon innenfor dette intervallet. For peling er nedrammingslengden en viktig faktor, og det kan da være avgjørende å kartlegge bergets horisontale plassering. Slike undersøkelser kan medføre høye kostnader, men vil være hensiktsmessig å utføre dersom det skal fundamenteres med peler. Dette fordi slike undersøkelser er avgjørende for riktig dimensjonering, og vil være billigere enn eventuelle feilberegninger.



### *Pelespiss og peletopp*

For beregning av stålspiss refereres det til peleveilederen fra 1991, som kan være utdatert. Det er gjort forenklinger i form av neglisjering av opptredende moment i overgang til spissen. For både pelespiss og peletopp burde det dimensjoneres for hver enkel pel. I denne rapporten er det derimot kun gjennomført mer generelle beregninger, da en mer detaljert dimensjonering forutsetter behov for å kontakte leverandører for tilgang til informasjon om dimensjoner.

### *MN/mn diagram*

De utstøpte stålrørspelene og betongpelene ble dimensjonert på grunnlag av eurokodenes beskrivelse av dimensjonerende søylekapasiteter. I disse beregningene var det behov for å konstruere M/N-diagram ved å benytte dimensjonsløse m/n-diagram for å finne aksialkapasiteten. I denne prosessen var det nødvendig med avlesing av diagramverdier, noe som medfører en risiko for feil i avlesingene. Valg av dimensjonsløst m/n-diagram er en annen mulig feilkilde, da det kan ha blitt valgt annerledes enn hos leverandørene.

### *Søyleverrsnitt i for punktfundament– variasjon i tverrsnittsform*

Det opprinnelige punktfundamentet har en søyle med et rektangulært tverrsnitt. redimensjoneringen ble det forutsatt kvadratisk søyleverrsnitt. Størrelsen på søyleverrsnittet påvirker indirekte formelen for det dimensjonerende momentet  $M_{Ed}$  [ref. B1.2.1]. Dette betyr at større søyleverrsnitt medfører lavere  $M_{Ed}$ . Dette åpner opp muligheter for å redusere momentkapasiteten og likevel kunne motstå det dimensjonerende momentet på en effektiv måte. Dersom søyleverrsnittet brukt i beregningene, hadde blitt forutsatt med dimensjoner identiske med Constos brukte tverrsnitt, ville resultatene for moment og kostnad sett noe annerledes ut. Ved å anta et kvadratisk tverrsnitt for søylen, ble det dimensjonerende momentet redusert, og det ble mulig å oppnå en tilfredsstillende momentkapasitet ved bruk av mindre materiale.

Vurdering og revurdering av søyleverrsnitt i dimensjoneringsprosessen, har ført til at det vært mulig å finne en løsning som oppfyller både tekniske krav og samtidig som det gir kostnadsbesparelser. Dette viser viktigheten av grundig analyse og evaluering av ulike designalternativer for å finne effektive og økonomiske løsninger uten å påvirke konstruksjonens integritet og sikkerhet.

Fundamentberegningene gjøres også på grunnlag av de allerede eksisterende søylene i boligbyggene. Denne avgrensningen fører til at det ikke blir sjekket eventuelle fordeler ved alternative plasseringer og antallet av søyler.

### *Fundamentstripens høyde*

Etter testing av ulike verdier for fundamentstripens høyde  $h_F$ , ble det avdekket at denne verdien kan reduseres til 700 mm samtidig som det opprettholder tilstrekkelig momentkapasitet for å motstå den påførte belastningen uten å overskride bruddgrensen. Den opprinnelige høyden for fundamentstripen var satt til 1000 mm, så det har vært en reduksjon på 300 mm. Denne reduksjonen i høyde på fundamentstripen er en av grunnene til at mengden betong reduseres og dermed resulterte i kostnadsbesparelse av punktfundamentet.

### *Kontroll for gjennomlokking*

Ved beregning og kontroll av gjennomlokking ble det antatt at fundamentet er belastet sentrisk, noe som vil si at det ikke er noe moment. Men på grunn av usymmetrisk last, og ulike nabospennvidder eller randbetingelser vil det i praksis alltid være momentoverføring fra søyle til plate. Denne momentoverføringen vil påvirke skjærspenningsfordelingen langs kontrollsnittet rundt søylen. Gjennomløkkingskapasiteten reduseres ved slik momentoverføring (Sørensen, 2013). Ved dimensjonering vil det vanligvis tas hensyn til dette momentet ved å øke skjærspenningen gjennom multiplisering med en faktor  $\beta \geq 1,0$ .  $\beta$ -faktoren hadde vært mulig å beregne dersom  $M_{Ed}$  hadde vært oppgitt. Et annet alternativ var å bruke de tilnærmede  $\beta$ -faktoren oppgitt i EC2 for innersøyle. Ved å bruke  $\beta = 1,15$  ville den dimensjonerende skjærspenningen  $V_{Ed}$  ha økt med 15%. Ut fra gjennomløkkingskontrollene som har blitt gjort, ser man klart at  $V_{Ed}$  er mye mindre enn skjærkapasiteten. Så  $V_{Ed}$  hadde fortsatt vært godt under kapasitetsgrensen dersom det ble valgt å ha med moment med i beregningen. Med andre ord så vil det i dette tilfelle ikke oppstå gjennomlokkingbrudd og dermed ikke behov for skjærarmering. For å unngå å måtte skjærarmere kan det likevel være økonomisk å beregne  $\beta$  i tilfeller der skjærkapasiteten er nært den dimensjonerende skjærkraften.

### *Forankringslengde*

Under beregning av den dimensjonerende forankringslengde så ble alle  $\alpha$  satt til 1,0. Som nevnt i del 5.2.5 representerer alle  $\alpha$  egenskaper som gir kortere forankringslengde, altså verdier

$\alpha \leq 1,0$ . Dvs. dersom alle fem  $\alpha$  ble beregnet etter EC2-8.4.4, så hadde den beregnede forankringslengde resultert i en kortere verdi. Det kan bidra til en mer økonomisk og effektiv bruk av materiale, da mindre armering kan være nødvendig.

### *Dimensjonerende grunntrykk*

En annen faktor som bidrar til kostnaden, er verdien av det dimensjonerende grunntrykket i beregningene av punktfundamentets bredde. På bakgrunn av de geotekniske rapportenes anslag om en variasjon mellom 250 – 350 kPa rett på berg, ble det benyttet den høyeste verdien. Ut fra lign. (5.2.1) er det mulig å se at nødvendig fundamentbredde avhenger av aksialkraften og grunnens bæreevne. Dersom det i dette tilfelle hadde blitt valgt å bruke 250 kPa som grunntrykk hadde det ført til en større fundamentbredde, og dermed et større areal og høyere kostnad.

### *Valg av forskaling*

I rapportens beregninger av punktfundamentene er resultatene veldig teoretiske og noen av svarene kan være urealistiske i forhold til praktisk utforming på byggeplassen. I Consto's digitale programvare, Dalux, viser 3D-modellen at enkelte fundamenter har lik dimensjon til tross for variasjon i det spesifikke fundamentets opptredende last.

Grunnen til dette kan være at det gjøres en del praktiske valg, som for eksempel å benytte større forskaling enn nødvendig på enkelte av fundamentene, for å unngå unødvendig mange variasjoner. Dette fordi det kan være lønnsomt å unngå å bruke tid på å bygge opp/endre forskalingene for hvert fundamenttilfelle. Et annet praktisk valg kan være å støpe alle fundamentene med høyde lik den største beregnede høydeverdien.

## *Økonomi*

Ved sammenligningen av peler og punktfundament har det vært nødvendig å beregne pris for de individuelle materialene hver for seg, noe som har ført til en del antagelser.

I beregningene for punktfundamentene er det brukt betong av kvalitet B35, mens i pelenes betongdeler er det benyttet B45, slik som anbefalt i PV2019. For enkelhetens skyld er det likevel besluttet å benytte samme pris for all betongen, selv om prisen for bedre betongkvalitet vil være noe høyere i virkeligheten.

Den valgte prisen for stål anses som litt generell, da det er vanskelig å finne nøyaktige priser på nett. Stålprisen gir likevel et grunnlag for estimering, men med et forbehold om unøyaktighet. Gjennom kommunikasjon med leverandører kunne resultatet blitt optimalisert, og resultert i mer presise og nøyaktige verdier av kostnader knyttet til hovedsakelig materialene, men også leveranse, installasjon og levetid. På grunn av tidsbegrensing ble ikke dette gjennomført.

Kostnadsanalysen er også begrenset til de økonomiske aspektene knyttet til materialer. For pelefundamentene er det ikke undersøkt kostnadene ved installasjon og montering, inkludert arbeidskraft, utstyr og logistikk. Det diskuteres heller ikke kostnader knyttet til langsiktig drift eller livslengde i form av vedlikehold, reparasjon og utskifting av fundamentene. Effektiviteten av fundamenttypene med hensyn til bæreevne og stabilitet, og hvordan dette påvirker kostnadene over tid kunne blitt undersøkt nærmere, og miljøpåvirkning, inkludert CO<sub>2</sub>-utslipp, energiforbruk og avfallshåndtering kunne vært relevant i forhold til den økonomiske lønnsomheten.

### *Installasjon*

Det er ikke gjennomført beregninger knyttet direkte til installasjonen av pelene. I formler med behov for en partialfaktor  $\gamma_t$ , er det kun benyttet en verdi knyttet til en av installasjonsmetoden ramming. Ideelt skulle det også vært regnet på installasjonskapasitet, men dette er ikke fokuset i denne rapporten.

Det er heller ikke sjekket for tilgjengeligheten av rigg i Trondheim. Utilstrekkelig tilgjengelighet av rigg og spesialisert utstyr kan føre til forsinkelser i prosjektet. Dette kan øke kostnadene på grunn av ekstra arbeidstimer, leie av erstatningsutstyr eller omplassering av ressurser. I tillegg kan det være behov for ekstra logistikk og transport for å skaffe nødvendig utstyr, noe som kan påvirke kostnadene.

For å unngå negative konsekvenser er det viktig å inkludere en vurdering av riggtilgjengelighet som en del av planleggingen og dimensjoneringen av pelearbeidet. Dette innebærer å identifisere og sikre tilgjengeligheten av nødvendig utstyr, vurdere kapasitet og kompatibilitet, samt koordinere med leverandører og entreprenører for å sikre rettidig og effektiv bruk av rigg og utstyr. Dette vil bidra til å redusere kostnader, forbedre resultatene og opprettholde fremdriften i prosjektet.

### *Andre peletyper*

Beregningen av pelene er basert på forutsetningen om spissbærende peler til berg. Det kunne imidlertid vært hensiktsmessig å også undersøke og beregne bruken av spissbærende peler til faste jordlag eller friksjonsbærende peler. Dette er spesielt relevant i lys av hyppigheten av leire i Trondheim, da dette kan medføre utfordringer med nedgravingen til berglaget.

Beslutningen om å bruke spissbærende peler til berg ble tatt med utgangspunkt i en maksimal dybde på 10 meter ned til fast berg i det aktuelle området. Dette betyr ikke nødvendigvis at andre typer peler ikke ville vært relevante, og prisene for disse alternativene ble imidlertid ikke beregnet eller sjekket. Det er mulig at bruk av friksjonsbærende peler kunne resultere i lavere kostnader.

### *Beregningsprogram*

Det har ikke blitt brukt et regneprogram for å sjekke kapasitet til peler. Ved bruk av regneprogram kunne beregningene som er gjort for peler blitt kontrollert automatisk, og blitt brukt som en god sammenligning av resultat. Det finnes ulike verktøy som benytter 3D-modeller for å beregne peler, eksempelvis Pile CPT, og med disse er det mulig å sjekke for ulike lasttilfeller som ikke har vært mulig i prosjektet. Da kunne det ha vært sjekket kapasitet for ulike peler med et moment og for laterale laster, og eventuelt sjekket for påhengslaster ved ulike grunnforhold. I tillegg kunne det blitt brukt regneprogram for å sjekke punktfundament, eksempelvis GEO5 Slab, og gjort sammenligning av resultat. Dette ble ikke gjort ettersom det ikke har vært tid eller lisens til å gjøre dette.

## 8. Konklusjon

Det konkluderes med at den eneste peletypen som vil være økonomisk lønnsom, med hensyn til relevante pelelengder og kapasitet, er stålkjernepeler med en maksimal lengde på 6 m. Dersom lengden ned til berg viser seg å overstige denne verdien vil ikke peler være et alternativ i det heletatt.

De utførte beregningene viser imidlertid at det kan være betydelige besparelser i forhold til dimensjoneringen av punktfundamentene, med forbehold om avgrensinger og refleksjoner spesifisert i denne rapporten.

Til fremtidige prosjekter, som omfatter dimensjonering av peler, understrekes betydningen av grundige og omfattende grunnundersøkelser samt pålitelige geotekniske rapporter. Dette er avgjørende for å oppnå en optimal tilpasning av pelenes kapasitet og pris.

## Vedleggsoversikt

A. Artikkel

B. Beregninger

    B1. Dimensjonering av punktfundament

    B2. Dimensjonering av Pelefundamenter

C. Opptredende opplagerreaksjoner

D. Datablader

E. Plakat



## Kilder

- Båsum boring AS. (u.d.). *basum.no*. Hentet fra basum.no: [https://basum.no/wp-content/uploads/Fundamentering\\_med\\_sta%CC%8Aalkjerner.pdf](https://basum.no/wp-content/uploads/Fundamentering_med_sta%CC%8Aalkjerner.pdf)
- CEN. (2008). *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler for bygninger*. Standard Norge.
- CEN. (2018). *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Standard Norge.
- Den norske pelekommité. (2012). *Peleveiledningen*. Norsk Geoteknisk Forening.
- Den norske Pelekommité. (1991). *Peleveiledningen*. Norsk Geoteknisk Forening.
- Den norske pelekommité. (2019). *Peleveiledningen*. Norsk Geoteknisk Forening.
- Mishra, G. (u.d.). *theconstructor*. Hentet fra theconstructor.com:  
<https://theconstructor.org/structural-engg/design-reinforced-concrete-footings/7325/>
- Norsk Geoteknisk Forening. (2011). *Veiledning for symboler og definisjoner i geoteknikk, Identifisering og klassifisering av jord*. Hentet fra nfg.no: [https://ngf.no/wp-content/uploads/2015/03/2\\_NGF-ny-melding-2-endelig-utgave-2011-12-04-med-topp-og-bunntekst-Alt-3.pdf](https://ngf.no/wp-content/uploads/2015/03/2_NGF-ny-melding-2-endelig-utgave-2011-12-04-med-topp-og-bunntekst-Alt-3.pdf)
- Sørensen, S. I. (2013). *Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter eurokdoe 2* (2. utg.). Fagbokforlaget.