

Martin Røste Omdahl
Simen Krogstie Bjørgan
Markus Klepp Grytnes

Betongpeler vs. Punktfundamenter

Valg av fundamenteringsløsning

Bacheloroppgave i Byggingeniør
Veileder: Samsom Asmerom Habtemichael
Medveileder: Odd Geir Hol
Mai 2023

Martin Røste Omdahl
Simen Krogstie Bjørgan
Markus Klepp Grytnes

Betongpeler vs. Punktfundamenter

Valg av fundamenteringsløsning

Bacheloroppgave i Byggingeniør
Veileder: Samsom Asmerom Habtemichael
Medveileder: Odd Geir Hol
Mai 2023

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for vareproduksjon og byggteknikk



Kunnskap for en bedre verden

Betongpeler vs. Punktfundamenter

Valg av fundamenteringsløsning

Martin Røste Omdahl
Simen Krogstie Bjørgan
Markus Klepp Grytnes

Gradering: Åpen

Bachelor i ingeniørfag - bygg
Innlevert: mai 2023
Veileder: Samsom Asmerom Habtemichael

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for vareproduksjon og byggingsteknikk

Oppgavens tittel:	Dato: 22.05.2023
Betongpeler vs. punktfundamenter	Antall sider: 83
	Masteroppgave: <input type="checkbox"/> Bacheloroppgave: <input checked="" type="checkbox"/>
Navn: Simen Krogstie Bjørgan, Martin Røste Omdahl, Markus Klepp Grytnes	
Veileder: Samsom Habtemichael Asmerom	
Eventuelle eksterne faglige kontakter/ veiledere: Odd Geir Hol	

Sammendrag:

Ved fundamentering av konstruksjoner, benyttes ofte løsninger som kan være ugunstige både med tanke på økonomi, klimagassutslipp og helse, miljø og sikkerhet (HMS). Den allmenne bevisstheten om utslipp fra materialer og løsninger som benyttes er fortsatt begrenset, og det er viktig å øke forståelsen for dette i lys av FN's bærekraftsmål. Gjennom denne rapporten vil derfor plasstøpte punktfundamenter sammenlignes med prefabrikkerte betongpeler i en fiktiv case. Casen tar utgangspunkt i en fiktiv hallkonstruksjon på Gjøvik, som vil bli utsatt for store trykk- og strekkrefter i fundamentene. Konstruksjonen skal bygges på ustabil grunn. Det må derfor vurderes masseutskifting og punktfundamenter, eller benytte peler for å unngå store masseutskiftelser.

Rapporten er gjennomført ved hjelp av kvantitativ metode, for å samle inn relevante talldata for både utslipp og kostnader knyttet til de to fundamenteringsmetodene. For teori som ligger til grunn for pelefundamentering, er Peleveiledningen 2019 benyttet sammen med aktuelle standarder. Pris og utslippsestimater er gjennomført med tall fra Norsk prisbok, i tillegg til informasjon fra lokale aktører. Alle beregninger følger Norsk standard. Eventuelle unntak er forklart i teksten.

Gjennom rapporten presenteres resultater fra økonomi, utslipp og HMS for begge fundamenteringsløsningene. Her kommer det frem at fundamentering med peler vil ha en total kostnad på 3,1 millioner kroner, og et totalt utslipp på 92 tonn CO₂. Plasstøpt punktfundamentering vil ha et høyere totalt utslipp sammenlignet med peler, på 185 tonn CO₂. Denne sammenhengen kan også ses med tanke på pris, hvor punktfundamentering blir 4,7 millioner kroner dyrere. HMS-aspektene ved de to fundamenttypene har ulike utfordringer, disse nevnes i hvert sitt kapittel før de drøftes opp mot hverandre.

Rapporten konkluderer med at fundamentering på peler er den beste løsningen for rapportens case, både med tanke på økonomi og miljø. Det er en utfordring å fastslå hvilken løsning som er mest hensiktsmessig når det gjelder HMS-delen. Dette er noe som eventuelt bør vurderes grundigere ved en senere anledning.

Stikkord:

Punktfundamenter
Betongpeler
Klimagassutslipp
Økonomi
HMS

Markus Klepp Grytnes *Simen K. Bjørgan* *Martin Røste Omdahl*

Forord

Denne bacheloroppgaven er utført ved Norges Teknisk Naturvitenskapelige Universitet, fakultet for ingeniørvitenskap ved institutt for vareproduksjon og byggteknikk, i samarbeid med Stabil AS. Oppgaven er i sin helhet skrevet av Martin Røste Omdahl, Simen Krogstie Bjørgan og Markus Klepp Grytnes. Bacheloroppgaven utgjør emnet BYGG2900 og er det siste som gjøres i bachelorstudiet. Oppgaven utgjør hele emnet og teller 20 studiepoeng. Oppgaven representerer en stor milepæl i byggingeniørstudiet.

Oppgaveformueringen ble fremstilt av både gruppens medlemmer og ved hjelp av veiledere. Fremstilling av problemstilling startet i desember 2022, før den endelige problemstillingen ble bestemt i januar 2023. Problemstillingen fikk tittelen «Betongpeler vs. Punktfundament – Valg av fundamenteringsløsning».

Bacheloroppgaven er skrevet mellom januar og mai 2023, og har bidratt til økt kunnskap om valg av fundamenteringsløsning for gruppen. Vi har tilegnet oss ny kunnskap som er nyttig å ta med seg videre ut i arbeidslivet, og håper at resultatene fra rapporten vil bidra til økt forståelse for valg av fundamenteringsløsning og kunne bidra til å nå FNs bærekraftsmål.

Vi ønsker å takke våre veiledere fra Stabil AS, Odd Geir Hol og Bjarne Langeland, for et godt samarbeid med god hjelp og nyttige innspill gjennom arbeidet med oppgaven. Vi vil også takke vår interne veileder ved NTNU, Samsom Asmerom Habtemichael, for hans verdifulle veiledning og støtte.

Abstract

When constructing buildings, solutions are often used for foundation that can be unfavorable in terms of economy, greenhouse gas emissions, and health, environment and safety work (HSE). The general awareness of emissions from materials and solutions used is still low, and a better understanding of this is important in relation to the UN sustainability goals.

Therefore, this report will compare cast-in-place concrete footings with precasted concrete piles for a fictional case. The case is based on a fictional hall construction in Gjøvik, subject to both large compressive and tensile forces in the foundations. The construction will be built on ground with weak soil. Therefore, either material replacement and shallow foundation must be evaluated, or deep foundation must be used to avoid large mass replacements.

The report was conducted using quantitative methods to collect relevant data on both emissions and costs related to the two foundation methods. The book *Peleveiledningen 2019* and relevant standards were widely used for the theory behind pile foundations. Price and emission estimates were conducted using data from *Norsk prisbok*, in addition to information from local stakeholders. All calculations follow Norwegian standards. Any exceptions are explained in the text.

The report presents results from both economy, emissions, and HSE for both foundation solutions. It shows that foundation with piles will have a total cost of approximately 3.1 million Norwegian kroner and a total emission of 92 tonnes of CO₂ equivalents. Cast-in-place concrete footings will have a higher total emission compared to piles, at 185 tonnes of CO₂ equivalents. This relationship can also be seen in terms of price, where cast-in-place point foundation costs approximately 4.7 million Norwegian kroner more. The HSE aspects of the two types of foundation have different challenges, which are mentioned in their respective chapters before being discussed against each other.

The report concludes that foundation on piles is the best solution in the report's case, both in terms of economy and the environment. For the HSE-part, it is difficult to determine which solution is best. This is something that should be further investigated on another occasion.

Innholdsfortegnelse

Forord	iii
Abstract	iv
Innholdsfortegnelse	v
Tabelliste	ix
1 Innledning.....	1
1.1 Definerings av oppgaven.....	1
1.2 Bakgrunn for valg av tema	1
1.3 Avgrensninger knyttet til oppgaven	2
1.4 Samarbeidsbedrift.....	3
1.5 Hallkonstruksjon.....	3
1.6 Rapportens oppbygning.....	3
2 Teoretisk grunnlag: Betong.....	5
2.1 Betongens historie	5
2.2 Betong som materiale	5
2.3 Plasstøpt betong.....	6
2.3.1 Utførelse plasstøpt betong.....	7
2.4 Prefabrikkert Betong.....	8
2.5 Miljøbelastning.....	10
2.5.1 Betong	10
2.5.2 Armering	10
3 Teoretisk grunnlag: dimensjonering.....	11
3.1 Laster	11
3.1.1 Permanente laster	11
3.1.2 Variable laster	11
3.1.3 Snølast	11
3.1.4 Vindlast	12
3.2 Bruksgrensetilstand	14
3.3 Bruddgrensetilstand.....	14
4 Teoretisk grunnlag: Punktfundamenter.....	16
4.1 Historie	16

4.2	Fundamentering direkte på grunnen	17
4.3	Utforming etter aktuell belastningssituasjon	17
4.3.1	Grunntrykk	18
4.3.2	Løftekrefter.....	19
5	Teoretisk grunnlag: Pelefundamenter	22
5.1	Historie	22
5.2	Valg av peletype	23
5.2.1	Fremgangsmåte	23
5.2.2	Ansvarsområder	24
5.2.3	Valg av peletype.....	24
5.3	Prefabrikkerte betongpeler	25
5.4	Utforming	26
5.4.1	Betong og armering.....	26
5.4.2	Pelehode	27
5.4.3	Pelens ender.....	28
5.5	Dimensjoneringsmetode	28
5.6	Kapasiteter	31
5.7	Installasjonsmetode og utstyr	31
6	Teoretisk grunnlag: HMS.....	33
6.1	HMS i bygg- og anleggsbransjen	33
7	Case	34
7.1	Beskrivelse av bygget og dets laster.....	34
7.1.1	Plassering	34
7.1.2	Geometri.....	35
7.2	Grunnforhold	36
7.3	Beregning av laster	37
7.3.1	Vindlast	37
7.3.2	Snølast	37
7.3.3	Fundamentlaster	38
8	Metode.....	39
8.1	Anvendt metode.....	39
8.1.1	Kvantitativ medtode	39
8.2	Beregninger	40

8.3	Prosjektgjennomgang	41
8.4	Programmer og aktuell litteratur.....	41
8.4.1	Teams	41
8.4.2	Excel.....	41
8.4.3	Peleveiledningen 2019	42
8.4.4	Norsk Prisbok.....	42
9	Resultater.....	43
9.1	Statiske beregninger	43
9.2	Plasstøpte punktfundameter.....	44
9.2.1	Resultat fra statiske beregninger	44
9.2.2	Økonomi.....	45
9.2.3	Klimagassutslipp	46
9.2.4	HMS	48
9.3	Prefabrikkerte betongpeler	49
9.3.1	Resultater fra statiske beregninger	49
9.3.2	Ulike fundamentløsninger for peler	50
9.3.3	Økonomi.....	52
9.3.4	Klimagassutslipp	55
9.3.5	HMS	56
10	Diskusjon og analyse.....	58
10.1	Økonomi	58
10.2	Klimagassutslipp.....	59
10.3	HMS	60
11	Konklusjon	62
11.1	Valg av fundamenteringsløsning	62
11.2	Forslag til videre arbeid	62
	Litteraturliste	64
	Vedlegg	73

Figurliste

Figur 1 Plasstøping av betong (Kontrollrådet, u.å.)	5
Figur 2: Punktfundament støpt på byggeplass (Sokol, u.å.).....	6
Figur 3: Pumpebil på byggeplass (Bye, 2022)	7
Figur 4: Betongpeler i form (Nor-pel, u.å.).....	8
Figur 5: Prefabrikerte elementer lagret på fabrikk (Veidekke, u.å.)	9
Figur 6: Karbonavtrykk fra betong (Smeplass, 2015).....	10
Figur 7: K_w -diagram (Fallsen, 2011).....	13
Figur 8: Innfelling av steinblokker i grunnen (Gamallo, 2003)	17
Figur 9: Sentrisk belastet punktfundament med overliggende masser (Larsen, 2008)	19
Figur 10: Beregningsmetoder for løftekapasiteten til punktfundamenter (Institute of Electrical and Electronics Engineers, 2001).....	19
Figur 11: Løftekraft balansert av vekten til fundamentet og dets overliggende masser (Larsen, 2008).....	20
Figur 12: Pelerigg oppfunnet av Christopher Polhem (Fellenius, 2015)	22
Figur 13: Ulike peletyper (Statens vegvesen, 2009)	25
Figur 14: Oppbygning for pelefundament (Designing Buildings The Construction Wiki, 2022)	26
Figur 15:Utforming av 2-pelshode (t.v.) og 3-pelshode (t.h) (Stabil AS, u.å.).....	27
Figur 16: Utforming av peleskjøt. (Designing Buildings The Construction Wiki, 2022)	28
Figur 17: Utforming av bergspiss av stål (Den norske Pelekomité, 2019)	28
Figur 18: IFC-modell av hallkonstruksjon (Stabil AS, u.å.)	34
Figur 19: Plassering av konstruksjon (Apple Maps, 2023).....	35
Figur 20: Nummerert søyleplan (Stabil AS, u.å.)	36
Figur 21: Grunnforhold på byggeplass (Personlig kommunikasjon)	36
Figur 22: Alt. A; Vindretning mot byggets langside. (Personlig kommunikasjon)	38
Figur 23: Alt. B; Vindretning mot byggets kortside (Personlig kommunikasjon).....	38
Figur 24: Prissammenligning mellom P230, P270 og P345 (Personlig kommunikasjon).....	53
Figur 25: Utslippssammenligning mellom P230, P270 og P345 (Personlig kommunikasjon)	55
Figur 26: Prissammenligning for pele- og punktfundament (Personlig kommunikasjon).....	58
Figur 27: Utslippssammenligning for pele- og punktfundament (Personlig kommunikasjon)	59

Tabelliste

Tabell 1: Formfaktor for tak.....	12
Tabell 2: Terrengruhetskategorier	13
Tabell 3: Størrelsesorden av bæreevne for løsmasser	18
Tabell 4: Bruksområder for ulike peletyper	25
Tabell 5: Partialfaktor.....	29
Tabell 6: Vurderingsfaktorer for valg av f_a -faktor	30
Tabell 7: f_a -faktor.....	30
Tabell 8: Kapasiteter for standard betongpeler	31
Tabell 9: Vindsoververdier på vegg (D, E) og tak (F, G, H, I) oppgitt i kN/m^2	37
Tabell 10: Fundamentkrefter fra hver søyle.....	43
Tabell 11: Dimensjoner for punktfundamenter	44
Tabell 12: Estimert pris punktfundament	45
Tabell 13: Estimert pris utskifting masse punktfundament	46
Tabell 14: Estimert CO ₂ E punktfundament	47
Tabell 15: Estimert CO ₂ E utskifting masse punktfundament	47
Tabell 16: Risikovurdering for plasstøpte punktfundamenter.....	48
Tabell 17: Resultater fra lastberegninger	49
Tabell 18: Estimert pris og CO ₂ E 1 pel per fundament	50
Tabell 19: Estimert pris og CO ₂ E 2 pel per fundament	51
Tabell 20: Estimert pris og CO ₂ E 3 pel per fundament	52
Tabell 21: Estimert pris utskifting masse pelefundament	54
Tabell 22: Estimert CO ₂ E utskifting masse pelefundament	56
Tabell 23: Risikovurdering for prefabrikkerte betongpeler	57

1 Innledning

1.1 Definerings av oppgaven

Problemstillingen:

«Hvilken fundamentløsning, prefabrikkerte betongpeler eller plasstøpte punktfundamenter, er best egnet for et bygg som utsettes for både store strekk- og trykkrefter i fundamentene, og som skal bygges på ustabil grunn?»

Oppgaven har som formål å sammenligne fundamentene med hensyn til økonomi, klimagassutslipp og HMS, for å gi bedre kunnskap om valg av fundamenteringsløsning. Betongpeler og punktfundamenter er to ulike fundamenter, både med tanke på grunnforholdene som kan bygges på, installasjon og oppbygning. Fundamenttypene krever ulike inngrep i naturen, og ulike maskiner for gjennomførelse. Dette fører til ulike typer påvirkning av arbeidsplassen og området rundt, både av hensyn til miljø, sikkerhet og kostnader.

Gjennom analysen benyttes en fiktiv hallkonstruksjon plassert på Gjøvik som case for beregninger og løsninger. Hallen har en åpen langside der vind kan blåse inn og gi store løftekrefter i tillegg til potensielt store trykkrefter i fundamentene. Samtidig skal konstruksjonen bygges på dårlig grunn, som må skiftes ut om man skal benytte punktfundamenter. Man er derfor nødt til å gjøre en grundig vurdering av hvilket fundament som egner seg best.

1.2 Bakgrunn for valg av tema

Stabil AS har vært oppdragsgiver og ga høsten 2022 tilbud om å utarbeide en bacheloroppgave. Gjennom november og desember kom gruppen, sammen med Stabil AS, fram til en relevant oppgave som gikk ut på å sammenligne prefabrikkerte betongpeler med plasstøpte punktfundamenter.

Bakgrunn for valg av temaet «*Betongpeler vs. Punktfundament – valg av fundamenteringsløsning*», er motivert av flere faktorer. En av gruppe-medlemmene har i sommer- og juleferie i forkant av bacheloroppgaven jobbet for oppdragsgiver Stabil AS. Her

er det blitt innhentet kunnskap om fundamenteringsløsninger og problemstillinger tilknyttet dette. Samtidig synes gruppen problemstillingen virker interessant og vil gi god kunnskap som kan være nyttig å ta med seg ut i arbeidslivet etter endt studie. Videre har det økende fokuset på å redusere kostnader og klimagassutslipp i byggebransjen i lys av FNs bærekraftsmål, satt større krav til kunnskap om valg av fundamenttype for å sikre bærekraftige løsninger for fremtiden.

Pelefundamenter av betong og punktfundamenter er to mye brukte fundamenttyper. Begge løsningene har sine fordeler og ulemper, og sammenligningen vil gi viktig innsikt i de ulike aspektene av disse fundamentene.

1.3 Avgrensninger knyttet til oppgaven

Det har vært nødvendig med visse avgrensninger i oppgaven for å sikre en god sluttrapport innen tidsfristen. Det finnes flere andre fundamenteringsløsninger som kunne vært relevante å sett på, men disse vil ikke bli presentert i denne rapporten. Oppgaven vil forholde seg til to ulike fundamenteringsløsninger som både lar seg enkelt sammenlignes, og som også veiledere innehar mye kunnskap om. Blant annet er pelefundamenter av stål utelatt selv om dette er en peletype som er mye brukt, da dette krever andre beregningsmetoder som gruppen ikke har noe forkunnskap om og vil være tidkrevende å sette seg inn i. Andre peletyper vil kun beskrives teoretisk for å gi et grunnlag for når ulike peler egner seg til bruk.

Dimensjonering av fundamenter gjøres ikke i detalj. Blant annet gjennomføres ikke detaljerte beregninger for armeringsplassering og mengde. For beregninger knyttet til økonomi og klimagassutslipp settes en omtrentlig verdi for armeringsmengde per kubikkmeter betong. Derfor forklares ikke fremgangsmetode for beregning av armering for hverken punktfundamenter eller pelehoder.

Dimensjonering av selve betongpelene gjennomføres heller ikke, bortsett fra et overordnet blikk for hvordan dette gjennomføres. Å gjennomføre en slik dimensjonering krever geotekniske vurderinger av grunn for å gjøre en kvalifisert dimensjonering. Av den grunn er også eventuelle påhengslaster på peler sett bort i fra.

Seismisk aktivitet tas heller ikke med i beregninger grunnet tidsbegrensning og mangel på forkunnskap om emnet.

For beregninger knyttet til klimagassutslipp, er det sett bort i fra utslipp knyttet til frigjøring av klimagasser fra bakken ved graving, selv om dette kan gi store utslipp. For beregninger knyttet til dette kreves kunnskap om lagring av klimagasser i de aktuelle jordartene, noe som ikke er blitt satt av tid til.

1.4 Samarbeidsbedrift

Denne bacheloroppgaven utføres i samarbeid med Stabil AS. Stabil AS er et rådgivende ingeniørfirma som har spesialisert seg på stål- og prefabrikkerte betongkonstruksjoner med prosjekter over hele landet. Firmaet har 54 ansatte og er i stadig vekst med kontorer i Tønsberg, Fredrikstad, Oslo og Ålesund. Stabil AS hadde et ønske om å tilby gruppen en bacheloroppgave som gir relevant kunnskap for det kommende arbeidslivet, noe som gruppen gledelig takket ja til.

1.5 Hallkonstruksjon

For gjennomføring av oppgaven har Stabil opprettet en fiktiv konstruksjon som skal fundamenteres. Konstruksjonen er en uisolert hallkonstruksjon, med en grunnflate på 54 ganger 40 meter, og en høyde på 17 meter. Konstruksjonen skal bygges på grunn med stabilitetsutfordringer der geotekniker anbefaler ved bruk av punktfundamenter, å skifte ut øverste lag med masser for å sikre stabilitet. Et annet alternativ er å slå ned peler til grunn for å unngå store masseutskiftelser. Disse to alternativene skal vurderes i oppgaven med hensyn til økonomi, klimagassutslipp og HMS.

1.6 Rapportens oppbygning

Rapporten følger IMRoD-modellen, og består av syv deler, sammendrag, innledning, teori, metode, resultater, drøfting/analyse og en avsluttende konklusjon (NTNU, u.å.). Etter innledningen presenteres all relevant teori for videre bruk i rapporten. Her inngår kapitler som danner et teoretisk grunnlag for betong som materiale, dimensjoneringsprinsipper, plasstøpte punktfundamenter og prefabrikkerte betongpeler.

Etter at teoridelen er gjennomgått vil rapporten presentere prosjektets case. Denne casen vil beskrive et fiktivt bygg, med tilhørende grunnforhold og geometri og all relevant informasjon

omkring denne konstruksjonen. Casen vil fungere som et eksempel på hvordan valg av fundamentløsning kan påvirke et prosjekt med hensyn til økonomi, klimagassutslipp og HMS, og hvilke faktorer som bør tas med i betraktning.

Metodedelen vil forklare hvordan rapporten er gjennomført ved hjelp av en kvantitativ metode, hvilke programmer som er brukt og hvordan informasjon er hentet inn. Denne delen vil også inneholde informasjon om hvilke kilder som er benyttet og hvilke faktorer som er tatt med i betraktning når resultatene ble utarbeidet.

Til slutt vil rapporten presentere resultatene fra undersøkelsen. Dette vil omfatte en analyse av dataene og en sammenligning av resultatene fra de to fundamenttypene. Resultatene vil også drøftes der både fordeler og ulemper ved de to fundamenttypene vil bli diskutert. Rapporten avsluttes med en konklusjon som oppsummerer funnene og gir en anbefaling for valg av fundamenttype basert på de vurderte faktorer.

2 Teoretisk grunnlag: Betong

2.1 Betongens historie

Betong som materiale oppstod for omtrent 100 000 år siden (Gjerp, 2015). Betong består av tre hovedprodukter; tilslag, sement og vann. Før 1800-tallet ble det benyttet et kalkbasert bindemiddel for å lage betong. I 1824 fant den engelske oppfinneren Joseph Aspdin opp en blanding av leire og kalkstein, som ble kalt Portlandsement (My Learning, u.å.).

Portlandsement er den mest brukte sementen i dagens produksjon av betong i hele verden (Britannica, u.å.).

2.2 Betong som materiale

Betong er verdens mest brukte bygningsmateriale (Benjaminsen, 2012). Dette er fordi betong har mange gode egenskaper som gjør materialet godt egnet til det meste innenfor bygging.

Betong er et fleksibelt materiale som har lave driftskostnader, lang levetid og er veldig fleksibelt i kombinasjon utseende, styrke og geometri (Smeplass, 2015). Dette gjør betong til et godt egnet produkt til alt fra plasstøpte fundamenter til prefabrikkerte elementer.



Figur 1 Plasstøping av betong (Kontrollrådet, u.å.)

Betongen er i mange sammenhenger et godt egnet materiale til bygging. Alene har betong en stor trykkfasthet, men dårlig strekkfasthet. For å også kunne oppnå en bedre strekkfasthet benyttes derfor armeringsstål. Ved bruk av denne kombinasjonen kan man oppnå et sterkt produkt. Det finnes to metoder for armering; slakkarmering og spennarmering. Ved slakkarmering kan armeringen bindes direkte i formen, eller eventuelt bindes utenfor, for deretter å heises ned i formen. Ved spennarmering blir det festet en spesiell jekk på begge sider av elementet, som spenner opp armeringen under utstøpingen. Dette avgjør hvor mye spenn elementet har, og belastningene elementet kan ta (Injar, 2015).

2.3 Plasstøpt betong

Plasstøpt betong er den mest vanlige måten å støpe betong på, og er benyttet som metode i flere tusen år (Gjerp, 2015). Plasstøping av betong foregår ved at det bygges eller monteres forskalingsformer på byggeplassen, som deretter fylles med betong tilkjørt av betongbil.



Figur 2: Punktfundament støpt på byggeplass (Sokol, u.å.)

Den mest vanlige betongtypen som anvendes ved plasstøpt betong er selvkomprimerende betong (SKB). Dette på bakgrunn av at selvkomprimerende betong krever lite eller ingen hjelp til å komprimeres med vibrator, som igjen fører til mindre fysisk arbeid på

byggeplassen. Man vil også få bedre kvalitet på støpningen, ettersom man ikke trenger å ta hensyn til vibreringen (Smeplass, 2015).

Utstøping av forskalingsformen kan foregå på flere måter, og avhenger av størrelse og tilgjengelighet. På byggeplasser blir det oftest benyttet pumpebil eller kran til å fylle forskalingsformene. Pumpebiler har stor kapasitet og er fleksible, men de krever blant annet jevn tilførsel av betong som krever god strukturering. Heising med kran foregår ved at betongen fylles i en tobb som heises over forskalingsformen før betongen helles ut. Dette er ofte en rimeligere metode på mindre støpejobber, da kran som oftest er tilgjengelig på byggeplassen fra før og krever lite ekstra utstyr. Det negative med kran er tidsbruken og det kan ta opp mye av kranens tid. Ved små utstøpingar kan også trillebår bli benyttet til å frakte betongen, dette er en metode som var mer i bruk før i tiden.



Figur 3: Pumpebil på byggeplass (Bye, 2022)

2.3.1 Utførelse plasstøpt betong

Forskaling er en viktig detalj i prosessen når betongen støpes på byggeplass. Hvordan man setter opp forskalingen og hvilke typer forskaling man bruker vil ha innvirkning på det endelige resultatet på betongen. Det finnes to typer forskalinger, tradisjonell forskaling og systemforskaling. Tradisjonell forskaling går ut på at man selv bygger formen til forskalingen, ofte ved hjelp av trevirke og kryssfiner. Systemforskaling er kasser som er bygget opp, ofte av

aluminiumrammer med kryssfinerplater. Disse er utført i ulike størrelser og fasonger, som gjør at man nærmest kan støpe hva som helst. De er lette å montere og kan gjenbrukes. Når man bygger forskaling er det visse hensyn man må ta, for eksempel til det hydrauliske trykket som oppstår på vertikale forskalingsformer (Kristiansen, 2015). Forskaling er en tidskrevende og dyr prosess som er viktig å ta i betraktning med hensyn til kostnadene.

2.4 Prefabrikkert Betong

Prefabrikkert betong er betongprodukter som produseres innendørs i store fabrikklokaler, før de senere blir transportert til byggeplass. Prefabrikkerte betongelementer har gjerne bedre kvalitet sammenlignet med plasstøpt. Ved prefabrikering har man god kontroll på klima under støpning uansett årstid. Dette gjør at betongen vil få en god kvalitet og dermed også et sterkere materiale. I produksjonshallen ligger former til produktet hvor det legges i armeringsstål før formen fylles av betong. Det finnes flere ulike bruksområder for prefabrikkerte betongelementer. Dette kan for eksempel være veggelementer, søyler, bjelker, hulldekker og fundamenter (Injar, 2015). Senere i rapporten vil det ses nærmere på prefabrikkerte betongpeler.



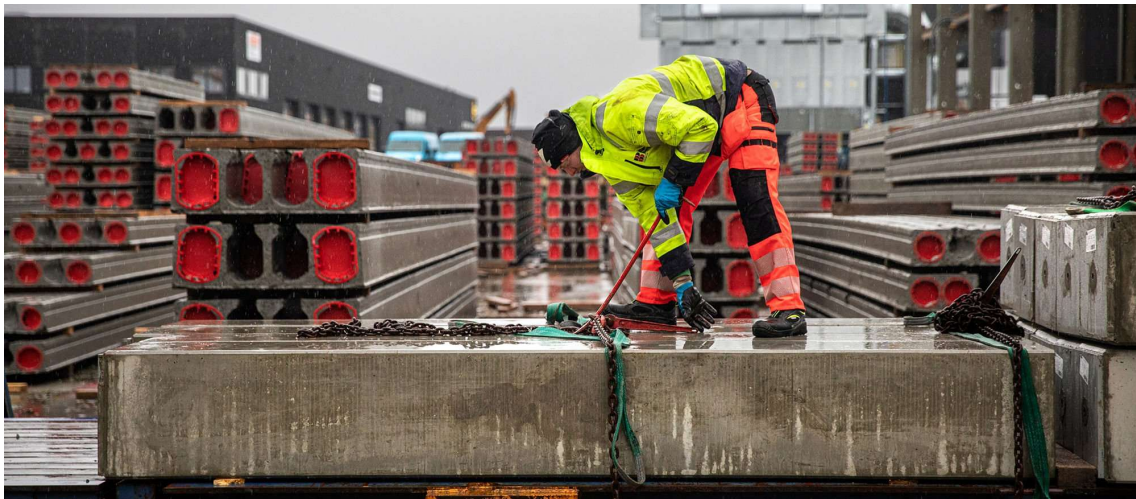
Figur 4: Betongpeler i form (Nor-pel, u.å.)

Produksjonen av prefabrikkerte betongelementer startet på slutten av 50-tallet i Norge. Produksjonen har siden den tid økt, og utgjør i dag en vesentlig stor andel av den totale produksjonen av betong (Injar, 2015). Produksjonen foregår på fabrikker der fremstillingen av elementene kan foregå på ulike måter, avhengig av antall og fasongen på hva som skal produseres. Ved produksjon av få eller enkeltelementer blir formene produsert ved bruk av tradisjonelle forskalingsmaterialer, laget av tre eller finer. Når elementene produseres i større volum, blir ofte former av stål benyttet. Disse formene er det som regel mulighet til å

regulere, slik at formen kan brukes til flere dimensjoner med små justeringer. Lengdejusteringer kan foregå ved å sette inn steng i formene (Injar, 2015).

Det siste som eventuelt gjøres før utstøping av formen er å plassere innstøpningsgods på riktig sted. Dette kan for eksempel være forskjellige festeløsninger, rørføringer og pelespisser som vist i Figur 4.

Betongen blir deretter transportert fra blanderet inn i fabrikk, før den blir lagt i formen. Formen har ofte innebygget vibrator som gjør at betongen fordeler seg jevnt utover i formen. Slutt plasseringen til elementet bestemmer hvordan overflaten ser ut. Skal elementet brukes til synlige overflater kan elementet bli bearbeidet for å få en finere struktur. Stålglatting kan da bli brukt for å glatte overflaten til betongen. Slakkarmerte elementer kan etter herding løftes eller snus ut av formen, mens strekkarmerte elementer må igjennom en gradvis avspenning før elementet kan tas ut. Når elementene er ferdig herdet, blir de transportert ut til byggeplass. Ved transport er det viktig å tenke logistikk. For å oppnå en effektiv avlesning på byggeplass blir elementene stablet på transporten i den rekkefølgen den skal plasseres på byggeplassen.



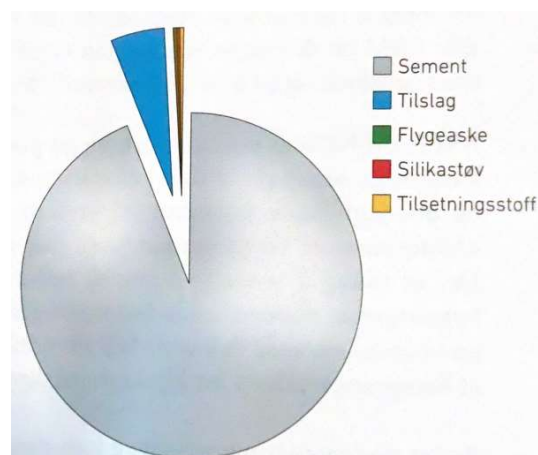
Figur 5: Prefabrikerte elementer lagret på fabrikk (Veidekke, u.å.)

2.5 Miljøbelastning

FNs bærekraftsmål nummer 13, har som mål å bekjempe klimaendringene og redusere menneskeskapte utslipp av klimagasser (FN-sambandet, 2023). For å oppnå dette målet, er det viktig å være bevisst på klimagassutslipp fra materialer og løsninger man benytter seg av, noe som underbygger bærekraftsmål nummer 12; «*Ansvarlig forbruk og produksjon*» (FN-sambandet, 2023).

2.5.1 Betong

Betong som byggemateriale er kjemisk stabilt og har liten negativ innvirkning på miljøet (Smeplass, 2015). Dette gjør at betong i seg selv har liten innvirkning på miljøet. Sementen kan derimot påvirke miljøet negativt før den brukes i betongen. Fra betongens totale karbonavtrykk, står sementen alene for omtrent 90 prosent (Smeplass, 2015). Produksjon av sement innebærer brenning av kalkstein som gir store utslipp av CO₂ (Betong Norge, u.å.). Dette bidrar til en betydelig del av de menneskeskapte utslippene av klimagasser, globalt står sementproduksjon for 7-8 prosent av verdens klimagassutslipp (Sintef, 2020). Dette er derfor en av de største miljømessige utfordringene vi står overfor i dag.



Figur 6: Karbonavtrykk fra betong (Smeplass, 2015)

2.5.2 Armering

Produksjon av stål er en energikrevende prosess som genererer store mengder klimagassutslipp. Jern- og stålproduksjonen utgjør i likhet med sementproduksjonen på verdensbasis en av de største kildene for CO₂-utslipp (Norsk Stål, u.å.). Armeringsjern benyttes derimot i alle moderne betongfundamenter, det er sjeldent mulig å redusere mengden armeringsstål for å redusere utslipp. Til gjengjeld er Norsk armeringsstål hovedsakelig basert på resirkulert stål, noe som reduserer miljøgassutslippene betraktelig (Smeplass, 2015).

3 Teoretisk grunnlag: dimensjonering

3.1 Laster

3.1.1 Permanente laster

Permanente laster er laster som eksisterer over en lengre tidsperiode, med konstant størrelse. Disse lastene påvirker konstruksjonen eller konstruksjonsdelen gjennom hele dens levetid og inkluderer blant annet konstruksjonens tyngde og utstyr som fastmonteres (Norges vassdrags- og energidirektorat, 2003). Slike laster kan kalles for egenlaster.

3.1.2 Variable laster

Variable laster er laster som varierer i størrelse og/eller beliggenhet over tid og som påvirker konstruksjonen eller konstruksjonsdelen midlertidig. Eksempler på slike laster er snø, vind, mennesker og trafikkbelastning. «Dersom annet ikke er fastsatt i forskrifter eller retningslinjer, bør karakteristiske verdier enten representere forventet maksimalverdi eller verdier for en returperiode på 50 år» (Norges vassdrags- og energidirektorat, 2003).

3.1.3 Snølast

Snølast er et eksempel på en variabel last, som kan gi store laster på en konstruksjon. Ved dimensjonering for snølast hentes en grunnverdi for karakteristisk snølast på mark, $S_{k,0}$ fra tabell NA.4.1(901) i NS-EN 1991-1-3 (Standard Norge, 2003). I denne tabellen er det også oppgitt en høydegrense H_g , høydetillegg, ΔS_k , og en maksimal snølast $S_{k,max}$. For å finne karakteristisk snølast på mark benyttes følgende formel:

$$S_k = S_{k,0} + n * \Delta S_k$$

Hvor n korrigerer høydetillegget:

$$n = \frac{H - H_g}{100}$$

I videre dimensjonering må verdien for karakteristisk snølast på mark multipliseres med en formfaktor og to koeffisienter for vind og klima. Formfaktor for tak er vist under (Tabell 1), hentet fra tabell 5.2 i det nasjonale annekset til NS-EN 1991-1-3 (Standard Norge, 2003):

Tabell 1:

Formfaktor for tak (Standard Norge, 2003)

Takvinkel α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1(\alpha)$	$\mu_1(0^\circ) \geq 0,8$	$\mu_1(0^\circ) \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_2(\alpha)$	0,8	$0,8 \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_3(\alpha)$	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

Den karakteristiske verdien for snølast på tak kan defineres som:

$$S = \mu_i * C_e * C_t * S_k$$

Eksponeringskoeffisientene C_e og C_t tar hensyn til henholdsvis topografi og varmegjennomgang fra tak. Vanligvis settes disse faktorene til 1,0 (Standard Norge, 2003).

3.1.4 Vindlast

Vindlaster er også variable laster og må tas hensyn til ved dimensjonering av konstruksjonsdeler utsatt for vind. Denne lasten dimensjoneres ved hjelp av NS-EN 1991-1-4 (Standard Norge, 2005). Ved dimensjonering for vind må først referansevindhastigheten, $v_{b,0}$ for stedet det skal bygges, hentes fra tabell NA.4(901.1) sammen med andre aktuelle verdier. Dermed kan man regne ut vindkasthastighetstrykket ved hjelp av formelen:

$$q_p(z) = k_w * q_b$$

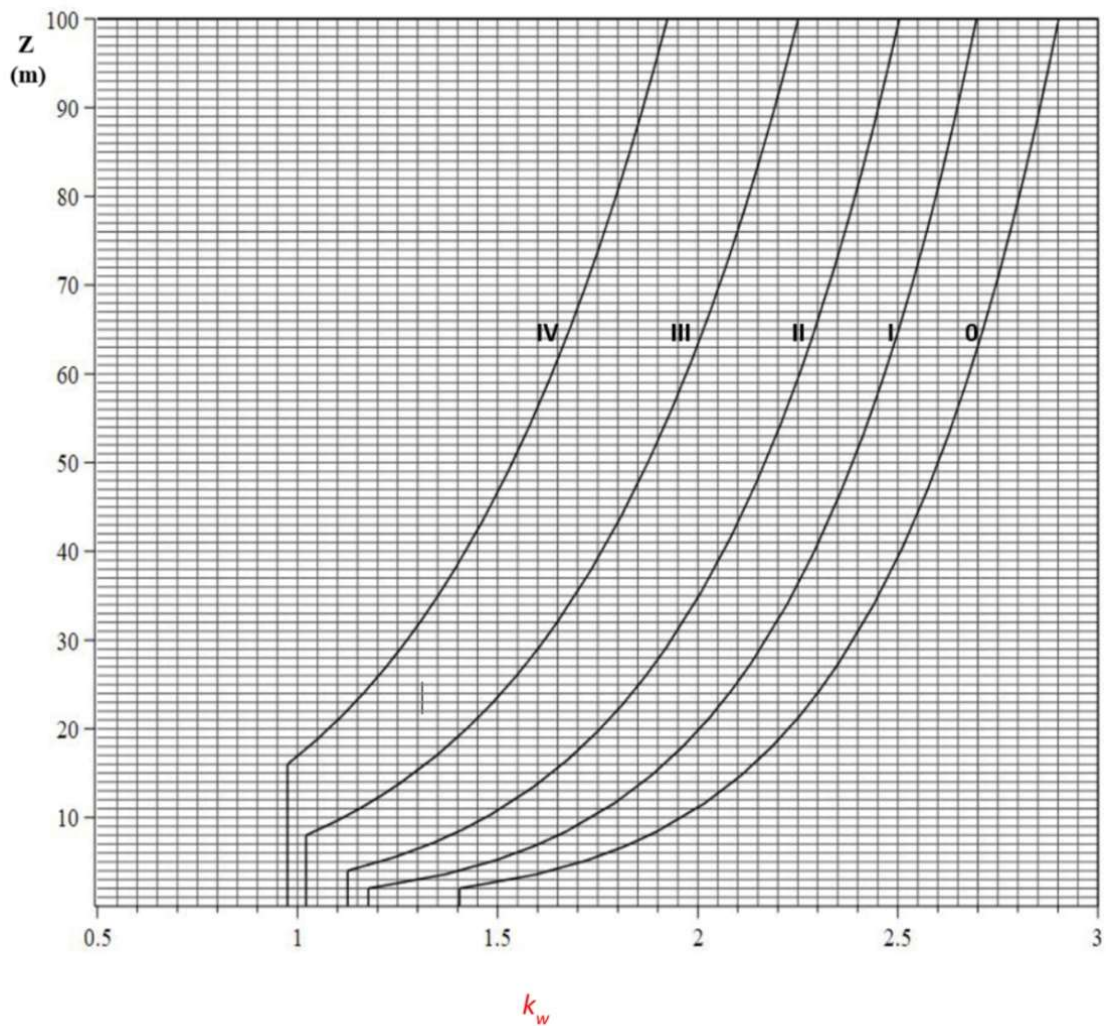
Eksponeringsfaktoren k_w , er en faktor som kan finnes fra k_w -diagram (Figur 7), og avhenger av høyde over terreng og terrengruhetskategori (Tabell 2).

Tabell 2:

Terrengruhetskategorier (Standard Norge, 2005)

Terrengkategori		z_0 m	z_{min} m
0	Kyststrøk som er eksponert for åpent hav	0,003	1
I	Innsjøer eller flatt og horisontalt område med lite vegetasjon og uten hindringer	0,01	1
II	Område med lav vegetasjon som gress og spredte hindringer (trær, bygninger) med avstand minst 20 ganger deres høyde	0,05	2
III	Område med vegetasjon eller bygninger eller med spredte hindringer med avstand minst 20 ganger deres høyde (landsbyer, forstadsterreng, permanent skog)	0,3	5
IV	Område der minst 15 % av overflaten er dekket av bygninger, og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m	1,0	10

MERKNAD Terrengkategoriene er illustrert i A.1.



Figur 7: K_w -diagram (Fallsen, 2011)

For å finne vindlast på ulike konstruksjonsdeler kan det videre regnes på høydesoner, og ulike vindsoner på vegger og tak. Disse sone-verdiene er oppgitt i vindlaststandarden (Standard Norge, 2005).

3.2 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstanden definerer de maksimale lastene som er tillatt under normal bruk. Når man opererer i bruksgrensetilstanden, vil alle laster være representative for typiske bruksforhold. Slike laster kalles karakteristiske laster, og er basert på årlige ekstremverdier som antas at ikke vil overskrides i løpet av et enkelt år (Norges vassdrags- og energidirektorat, 2003).

3.3 Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstanden angir hvor store laster en konstruksjon skal tåle, før et eventuelt brudd kan oppstå (Norges vassdrags- og energidirektorat, 2003). Slike laster er altså dimensjonerende for konstruksjonen eller konstruksjonsdelen. De dimensjonerende lastene finnes ved å multiplisere laster i bruksgrensetilstand med en lastkoeffisient, γ .

I det nasjonale annekset til NS-EN 1990, er det gitt fire ulike bruddgrensetilstander som skal kontrolleres der det er aktuelt (Standard Norge, 2010). I denne rapporten benyttes tre av disse:

- Global likevektskontroll, EQU:
Denne kontrollen benytter seg av ligning 6.10, der egenlasten multipliseres med en γ -verdi på 0,9, mens alle variable laster ganges med 1,5 for å få det mest ugunstigste tilfelle. En slik kontroll kontrollerer stabilitet og tap av likevekt, for eksempel ved løftekrefter fra vind. Da bør egenlasten ganges med 0,9, samtidig som løftekraften økes med 1,5 (Standard Norge, 2010).
- Brudd i konstruksjonen eller konstruksjonselementer, STR:
En slik kontroll øker opptredende krefter i bygget med en faktor for å finne mest ugunstige lasttilfelle for konstruksjonen eller konstruksjonsdelen. For å oppnå disse lastene benyttes enten ligning 6.10a eller 6.10b, avhengig av hvilken ligning som gir størst dimensjonerende last.

Ved ligning 6.10a multipliseres egenlasten med 1,35, dominerende nyttelast multipliseres med 1,5 og en nyttelastfaktor $\gamma_{0,1}$ og øvrige nyttelaster med 1,5 multiplisert med en nyttelastfaktor $\gamma_{0,i}$, avhengig av lasttype og bygningstype. Nyttelastfaktoren er oppgitt i tabell NA.A1.1 i NS-EN 1990 (Standard Norge, 2010).

Ligning 6.10b har samme oppsett som 6.10a, men her multipliseres egenvekten med 1,2, dominerende nyttelast med 1,5 og øvrige nyttelaster multipliseres med 1,5 og nyttelastfaktor $\gamma_{0,i}$ (Standard Norge, 2010).

Disse lastkombinasjonene kan også brukes for GEO (Standard Norge, 2010).

- Motstand mot brudd eller store deformasjoner i grunnen, GEO:
En slik kontroll foretas av geotekniker (Landgraff, 2021). Ligningen kan ligne på 6.10a og b. Her endres ikke egenlast i forhold til karakteristisk verdi (multipliseres med 1,0), dominerende nyttelast multipliseres med 1,3, og øvrige laster med 1,3 og nyttelastfaktor $\gamma_{0,i}$.

I tillegg til nevnte bruddgrensetilstander fra NS-EN 1990, benyttes bruddgrensetilstand for tap av likevekt i konstruksjon eller grunn forårsaket av løfting, UPL, hentet fra NS-EN 1997-1 (Standard Norge, 2020):

- Partialfaktorene som skal brukes for stabiliserende og destabiliserende påvirkninger, er de samme som for EQU. For destabiliserende ugunstige og stabiliserende gunstige permanente påvirkninger, gjelder henholdsvis 1,0 og 0,9. For destabiliserende ugunstige variable påvirkninger, skal partialfaktoren 1,5 benyttes (Standard Norge, 2020).

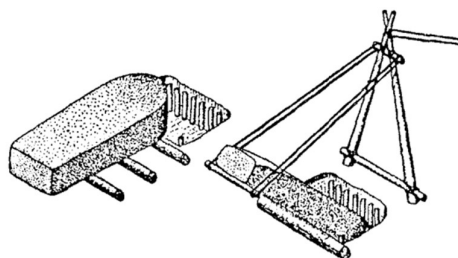
4 Teoretisk grunnlag: Punktfundamenter

Punktfundamenter er en av de vanligste fundamenttypene som brukes i større konstruksjoner. I tillegg til å være enkle og kostnadseffektive, sprer punktfundamenter ut laster fra søyler over et tilstrekkelig stort område av grunnen. Dette bidrar til å forhindre overskridelse av grunnens bæreevne (Chan, u.å.). Det er vanlig å plassere disse på små dybder, men det er ikke alltid nødvendig. Avhengig av grunnforholdene, kan punktfundamenter plasseres dypere i grunnen for å gi konstruksjonen nødvendig motstand mot løft fra overliggende jordmasser, økt bæreevne og stabilitet (Venkatramaiyah, 1993).

Ved dypere plassering av punktfundament som bærer en stålkonstruksjon, kan integrering av sokkel med fundamentsåle være fordelaktig for å unngå kontakt mellom stål og jordmasser. Sokkelen hever stålkonstruksjonen over terrenget og minimerer faren for korrosjon (Chu, 2010).

4.1 Historie

For å skape forståelse av dagens fundamenter, virker det hensiktsmessig å gjennomføre en kort kritisk analyse av deres forløpere. Nedgravde steinblokker, stammer allerede fra steinalderen og oppføringene av de første megalittiske monumentene, forhistoriske monumenter reist av store og oftest grovt tilhugde steiner (Engevik, 2018). Nedgraving av tunge steinblokker, slik at de stod oppreist, var en utfordrende prosedyre i steinalderen. Løsningen ble å lage utgravninger som tillot at steinblokken kunne vippe fra horisontal til vertikal posisjon (vist ved Figur 8). Steinblokker av ulike størrelser ble benyttet, og det ble trolig lagt merke til at varierende dybde på utgravningene gjorde det mulig å oppnå et tilnærmet horisontalt plan på toppen av konstruksjonen. Løsningen gav dermed konstruksjonen en komposisjonsfunksjon, men ikke tilstrekkelig støtte og stabilitet til konstruksjoner på ujevne eller dårlige underlag. Nedgravde steinblokker forhindret for øvrig ikke vanninntrengning og fuktighet inn i bygninger og strukturer (Gamallo, 2003).



Figur 8: Innfelling av steinblokker i grunnen (Gamallo, 2003)

Erfaringer fra problematiske faktorer og utviklingen av mer avanserte materialer og teknologier har videreført fundamenters kompleksitet og holdbarhet, slik de er i dag. I tråd med denne utviklingen, har det blitt utarbeidet mer presise beregningsmetoder og dimensjoneringsregler, vist i standarder og forskrifter. Eksempelvis har armert betong gitt ingeniører muligheten til å beregne armeringsmengden og betong, som er nødvendig for å støtte en bestemt konstruksjon. Utviklingen har ført til utbyggingen av stadig mer komplekse og holdbare fundamentkonstruksjoner som kan støtte moderne bygninger og infrastruktur (Mead, 2019).

4.2 Fundamentering direkte på grunnen

Ved direkte fundamentering på løsmasser føres belastningen direkte ned i byggegrunnen via fundamentflatene som et flatetrykk (Sørensen, 2013). Dette forutsetter at grunnen like under konstruksjonen har tilstrekkelig bæreevne, og at resulterende setninger er akseptable. Punktfundamenter benyttes generelt på gode grunnforhold, og kan få ulik setning dersom grunnforholdene under enkelte fundamenter varierer (Larsen, 2008). Slike situasjoner kan kreve masseutskifting for bruk av punktfundamenter.

4.3 Utforming etter aktuell belastningssituasjon

Fundamentene må utformes etter den aktuelle belastningssituasjon. Ved kun sentrisk vertikal last gjøres fundamentsålen symmetrisk. For fundamenter som ligger en viss dybde under terrenget, kan det antas at horisontalkrefter tas opp som jordtrykk på fundamentsålens sidekanter (Larsen, 2008).

4.3.1 Grunntrykk

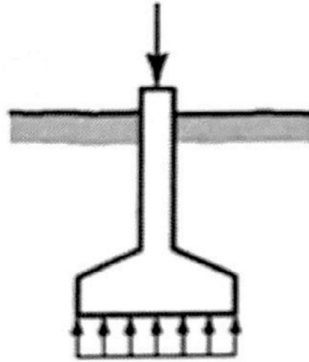
Fundamentets geometri er avhengig av grunnens bæreevne, som herved uttrykkes som et tillatt dimensjonerende grunntrykk, σ_{gd} , i bruddgrensetilstanden. Det dimensjonerende grunntrykket er avhengig av faktorer som dybde til fundamentsåle, jordart og fundamentflate (Sørensen, 2013). Størrelsesorden av σ_{gd} for løsmasser kan bestemmes ut ifra Tabell 3:

Tabell 3:

Størrelsesorden av bæreevne for løsmasser (Sørensen, 2013)

Type løsmasser	Dimensjonerende grunntrykk [kN/m ²]
Sprengstein	400
Grov fast lagret sand	300
Fin fast lagret sand	200
Fin løst lagret sand	100
Våt grus, våt grov/fin sand	100-200
Tørr fast leire	200-300
Løs mindre fast leire	50-200
Bløt leire, sterkt leirblandet sand	20-100

For å få den totale lasten på grunnen må vekten av fundament med overliggende masser legges til den vertikale lasten. For konservative beregninger kan den gjennomsnittlige tyngdetettheten av overliggende jordmasser og fundament, $\bar{\gamma}$, settes til 24 kN/m³ for bestemmelse av fundamentflate på bakgrunn av grunntrykket (Fallsen, 2017).



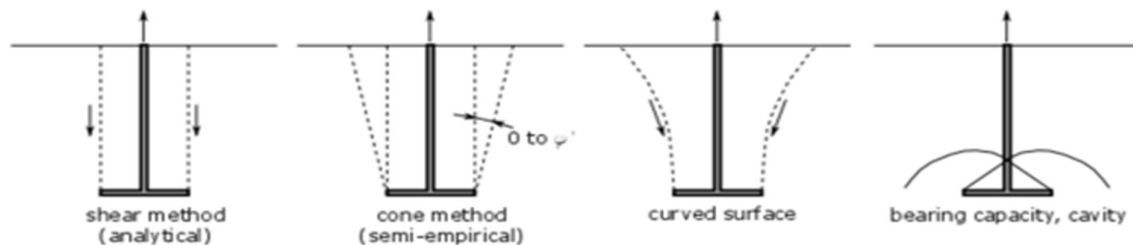
Figur 9: Sentrisk belastet punktfundament med overliggende masser (Larsen, 2008)

Dybden av overliggende jordmasser og fundamentsåle, kan uttrykkes som D , og partialfaktoren, $\gamma_{Gj,sup}$, settes lik 1,2 i henhold til global likevektskontroll, EQU. Dermed kan fundamentflaten bestemmes ut ifra formelen:

$$\frac{N_{Ed}}{B^2} + 24 * D * 1,2 \leq \sigma_{gd}$$

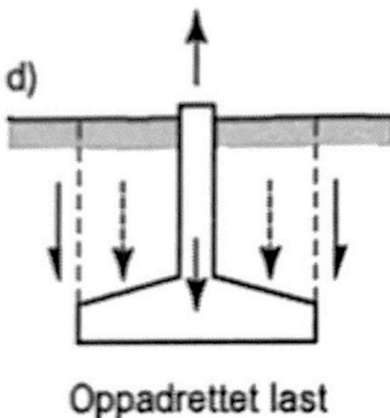
4.3.2 Løftekrefter

Vindkrefter kan gi betydelige løftekrefter i punktfundamenter for lette konstruksjoner, og kan avgjøre utformingen av fundamentet. Løftekapasiteten til punktfundamentet kan bestemmes ved hjelp av ulike metoder (se Figur 10). Ut ifra et definert uttrekkingslegeme, bestemmes andelen jordmasser som motvirker løftekraften, og eventuell tilleggsmotstand. Formen på uttrekkingslegemet avhenger av jordmassene sine egenskaper, fundamentdybde og sammenpakkingen av overliggende jordmasser (Bogusz, 2016).



Figur 10: Beregningsmetoder for løftekapasiteten til punktfundamenter (Institute of Electrical and Electronics Engineers, 2001)

I eksemplet nedenfor (Figur 11), er en løftekraft balansert av vekten av fundamentet og dets overliggende jordmasser, samt av skjærspenninger langs et uttrekkingslegeme definert ved de stiplede linjene (Larsen, 2008).



Figur 11: Løftekraft balansert av vekten til fundamentet og dets overliggende masser (Larsen, 2008)

Dette er den vanligste beregningsmetoden for løftekapasiteten til fundamenter som ligger mindre enn fem meter under terrenget (Bogusz, 2016). Dermed kan den karakteristisk grunnleggende verdien av stabiliserende permanente vertikale påvirkninger, $G_{std;k}$, beregnes som:

$$G_{stb;k} = \gamma * d + \gamma' * d' + R_d$$

Hvor γ og γ' står for tyngdetettheten til betong med normal armeringsmengde og overliggende jordmasser. I henhold til NS-EN 1991 Del 1-1 tabell A.1 og A.6, kan disse anslås til henholdsvis 25 og 19 kN/m³ (Standard Norge, 2019). d og d' er dybden til henholdsvis fundamentsåle og overliggende jordmasser. Ved lik dybde på disse, anslås en gjennomsnittstetthet $\bar{\gamma}$ til 22 kN/m³ og total dybde D . Forenklete og konservative resultater kan oppnås ved å se bort fra tilleggsmotstand, R_d , fra skjærspenninger langs uttrekkingslegemet. Løftekapasiteten kan dermed settes til:

$$G_{stb;k} = \bar{\gamma} * D * B^2 = 22 * D * B^2$$

NS-EN 1997: *Geoteknisk prosjektering* Del 1 punkt 2.4.7.1.(1) beskriver når grensetilstander er bestemmende. Ved fare for tap av likevekt i konstruksjonen eller i grunnen forårsaket av løfting på grunn av vanntrykk (oppdrift) eller andre vertikale påvirkninger, gjelder grensetilstanden UPL.

Påvisning av tilstrekkelig sikkerhet mot løfting (UPL) skal utføres ved å kontrollere at den dimensjonerende verdien av kombinasjonen av destabiliserende permanente og variable vertikale påvirkninger ($V_{dst;d}$) er mindre enn eller lik summen av den dimensjonerende verdien av stabiliserende permanente vertikale påvirkninger ($G_{stb;d}$) og den dimensjonerende verdien av eventuell tilleggsmotstand mot løfting (R_d).
(Standard Norge, 2020)

$$V_{dst;d} \leq G_{stb;d} = \gamma_{G,stb} * G_{stb;k} = 0,9 * G_{stb;k}$$

$$V_{dst;d} = G_{dst;d} + Q_{dst;d}$$

Partialfaktoren for gunstig stabiliserende permanent påvirkning er beskrevet nærmere under kapittel 3.8. For påvisning av tilstrekkelig sikkerhet mot løft må ulikheten nedenfor oppfylles:

$$\frac{0.9 * \bar{\gamma} * D * B^2}{V_{dst;d}} > 1$$

5 Teoretisk grunnlag: Pelefundamenter

Pelefundamenter er dype fundamenter som støttes på berg eller av friksjon fra omsluttende masser. En av de viktigste egenskapene til pelefundamenter er deres evne til å overføre belastninger fra bygningen, til et dypere og mer stabilt lag i bakken (Polous & Davis, 1980). Dette reduserer risikoen for setningsskader og andre problemer som kan oppstå når bygningen står på ustabil grunn.

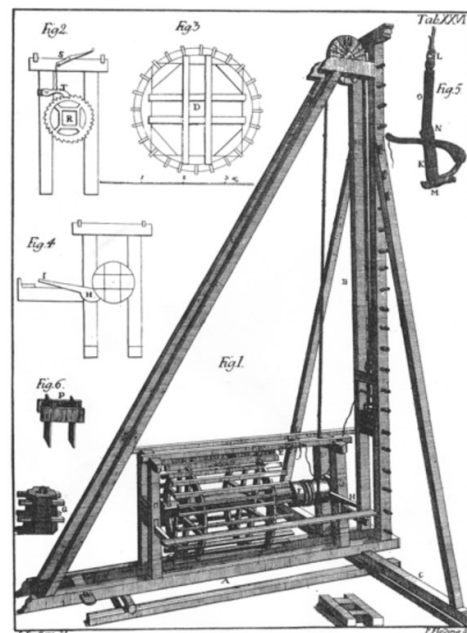
Slike fundamenter benyttes vanligvis der grunnen ikke har tilstrekkelig bæreevne eller stabilitet til å støtte bygningen, men også ved prosjekter der peler anses som mer praktisk å benytte. Pelene kan være av ulike typer og kan variere i størrelse, form og materialer. Felles for alle typene er at fundamentet er formet som lange, slanke, søyler i materialer av enten tre, stål, armert betong, eller en kombinasjon av stål og betong (Tomlinson & Woodward, 2015).

5.1 Historie

Bruk av peler kan spores helt tilbake til antikken. Byggverk og bruer langs middelhavskysten stod på ustabil grunn og behøvde tilstrekkelig god fundamentering for å sikre konstruksjoner mot å kollapse (Rhino piling, 2018).

På midten av 1700-tallet oppfant den svenske vitenskapsmannen og ingeniøren Christopher Polhem det første hjelpemiddelet for å slå ned peler (Massarsch & Fellenius, u.å.). Dagens pelerigger har mange likheter til denne, der begge benytter et lodd for å slå ned pelene.

De første årene i bruk av peler, var pelenes materiale i tre, men ettersom teknologien utviklet seg ble betong og stål mer og benyttet. Ved bruk av betong og stål kunne pelene ta større laster, og samtidig bedre holdbarhet (Rhino piling, 2021). I dag brukes peler av tre i liten grad. De mest hyppig brukte pelene er friksjonspeler og spissbærende peler



Figur 12: Pelerigg oppfunnet av Christopher Polhem (Fellenius, 2015)

til fast grunn eller berg av betong (Statens vegvesen, 2009). Slike peler er gjerne mer kostnadseffektive, sammenlignet med peler av stål. Betongpeler er den vanligste typen, og benyttes ulike prosjekter. Stålpeler brukes ofte der det er behov for ekstra bæreevne og styrke, mens trepeler brukes til å støtte opp mindre konstruksjoner.

5.2 Valg av peletype

Valg av peletype gjøres ut fra en teknisk - økonomisk vurdering basert på forundersøkelsen, byggverkets utforming og konstruksjon, størrelse av lastene, byggverkets levetid og dets følsomhet for ujevne setninger. Anleggsmessige forhold virker også inn på valget av peletype, og det må tas hensyn til eksisterende og planlagt fremtidig bebyggelse på tilgrensende områder. (Statens vegvesen, 2009)

5.2.1 Fremgangsmåte

Dagens peler er vanligvis av betong og stål, men også tre blir brukt til mindre prosjekter. Peler kan deles inn i tre grupper hentet fra «Peleveiledningen 2019» (Den norske Pelekomite, 2019):

Friksjonspeler:

Friksjonspeler får bæreevnen fra friksjon mellom pelens overflate og massene rundt. Slike peler er ofte lengre enn andre peletyper for å sikre tilstrekkelig friksjonskraft. Friksjonspeler egner seg godt i grunnforhold med relativt faste masser, der det er mulig å oppnå tilstrekkelig friksjonskraft.

Spissbærende peler:

Spissbærende peler får bæreevnen fra trykkbelastning mot berg eller et fastere og mer bærekraftig lag. Slike peler egner seg godt i grunnforhold der det er dype og relativt faste masser under løsere masser, som leire eller sand.

Kombinerte friksjons- og spissbærende peler:

Kombinerer elementer fra både friksjonspeler og spissbærende peler. Pelene er vanligvis utstyrt med en spiss i bunnen, for å oppnå bæreevne fra trykkbelastning mot et fastere lag i jorda, samtidig som de også utnytter friksjonskrefter mellom pel og omgivende jord for økt bæreevne.

For å finne best egnet peletype, bør flere faktorer vurderes. Peleveiledningen 2019 (Den norske Pelekomite, 2019), anbefaler å vurdere valget ut fra syv punkter; laster, grunnforhold, naboforhold, anleggsteknikk, marked, økonomi og miljø. Blant annet må det vurderes hvilke krefter som opptrer, om nabokonstruksjoner kan påvirkes av vibrasjoner under ramming, samt kostnader og utslipp knyttet til valgt peletype.

5.2.2 Ansvarsområder

Peleveiledningen 2019 (Den norske Pelekomite, 2019), angir ansvarsområder for geoteknisk rådgiver, RIG, og byggeteknisk rådgiver, RIB. Et utvalg av noen relevante ansvarsområder er hentet fra Peleveiledningen 2019 og gjengitt nedenfor:

Ansvar geoteknisk rådgiver – RIG:

- Informasjon om grunnforhold, lagdelinger og dybder til berg
- Input til valg av peletyper – rammet og/eller boret løsning
- Kapasitet og bæreevne av peler (trykk og evt. strekk), knekning i jord/vann, påhengslaster og korrosjon.

Ansvar byggeteknisk rådgiver – RIB:

- Angivelse av gravenivåer (tykkelse av bunnplate og arbeidsdekke), samt laveste nivåer på pelehoder og andre konstruksjoner/fundamenter under generelt nivå
- Angi toleransekrav til peleansett og kappnivå, normalt innenfor relevante utførelsesstandarders krav, i samhandling med RIG. Robusthet i toleransekrav må vurderes ut fra problemstilling.
- Pelelaster (trykk og evt. Strekk), plassering og dimensjon av peler. Valg av peletype utføres i samarbeid med RIG.
- Dimensjonering av pelehoder
(Den norske Pelekomite, 2019)

5.2.3 Valg av peletype

Statens vegvesens håndbok 016 (Statens vegvesen, 2009), angir fordeler og ulemper ved ulike peletyper gitt i Tabell 4. «Valg av peletype utføres i samarbeid med RIG» (Den norske Pelekomite, 2019).

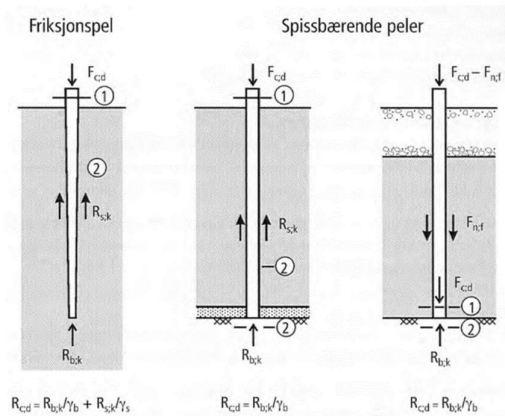
Tabell 4:

Bruksområder for ulike peletyper (Statens vegvesen, 2009)

PELETYPER	BRUKSOMRÅDER (fordeler(f)/ulemp(er)(u))
Betongpeler	Friksjonspeler og spissbærende peler til fast grunn eller berg. (f: kostnad /u: liten momentkapasitet, massefortrengning, stort pelehode)
Stålpeler	Store konsentrerte laster. Friksjonspeler og spissbærende peler til fast grunn eller berg. (f: liten massefortrengning / u: krevende sveiseskjøting, korrosjon)
Stålrørspeler - armert, utstøpt	Store konsentrerte laster. Friksjonspeler og spissbærende peler til fast grunn eller berg. (f: stor bæreevne, stor knekkstivhet, velegnet i vann, tåler hard ramming / u: massefortrengning)
Borede peler	Store konsentrerte laster. Spissbærende peler til berg eller ned i meget faste masser. (f: ikke massefortrengning, stor bæreevne / u: mulighet for grunnbrudd i bløt leire)
Stålkjernepeler	Store konsentrerte laster til berg. Redusert kapasitet i bløte løsmasser pga.knekningsfare (f: ikke massefortrengning / u. mulig erosjon under boring i løs grunn)
Trepeler (lite brukt)	Friksjonspeler i leire og sand (/u: massefortrengning, stort pelehode)

5.3 Prefabrikkerte betongpeler

I denne rapporten skal punktfundamenter sammenlignes med prefabrikkerte betongpeler. På grunn av avgrensninger vil det kun fokuseres på denne typen pelefundament. Betongpeler er en av de vanligste peletypene som benyttes i dag (Hercules fundamentering, u.å.), og kan brukes som både friksjonspeler og som spissbærende peler (NTNU, u.å.).



Figur 13: Ulike peletyper (Statens vegvesen, 2009)

Ifølge Peleveiledningen 2019, egner det seg med betongpeler når det er:

- Moderate fundamentlaster
 - Moderate bergdybder eller dybder til bæredyktig lag
 - Ikke vanskelige bergforhold
 - Ikke grove steinmasser
 - Peling fra land
 - Ikke stabilitetsproblemer
- (Den norske Pelekomite, 2019)

Pelefundamenter som skal ta store strekkrefter bør helst være av stål på grunn av betongens lave strekkapasitet (The Concrete Society, u.å.), men så lenge pelehode og eventuelle andre relevante egenlaster er store nok til å motstå kreftene sammen med betongpelens strekkapasitet, kan det la seg gjøre å benytte betongpeler.

Prefabrikkerte betongelementer er benevnt med «P» for pel, etterfulgt av pelens bredde, og ved tilfeller NA eller MA. Denne benevnelsen er for øvrig utgått, men beskrev hvilke type miljø pelene skulle tåle (Den norske Pelekomité, 2019).

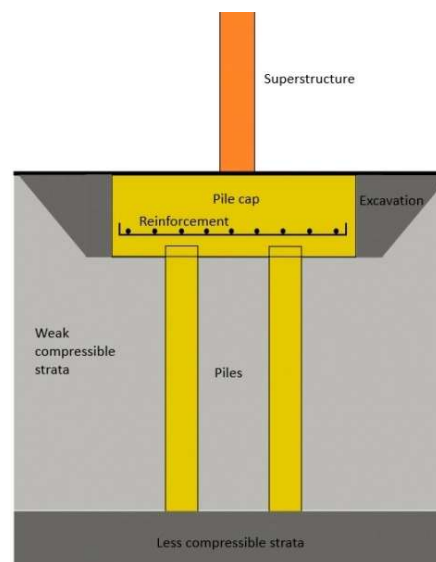
5.4 Utforming

Betongpeler kan både prefabrikeres og støpes direkte ut i grunnen. Vanligvis benyttes prefabrikkerte peler for å sikre en god fremdrift i prosjektet. Andre fordeler med prefabrikkerte peler er at de er produsert i et kontrollert miljø, som fører til bedre kvalitet og dermed kan ta relativt større krefter.

Prefabrikkerte betongpeler er vanligvis kvadratiske med bredder på 230 mm, 270 mm og 345 mm. Hvor den mest brukte typen er P270MA. Andre bredder finnes også, men må som regel spesialbestilles (Den norske Pelekomité, 2019).

5.4.1 Betong og armering

I henhold til NS-EN 12794, ref. [7.3], skal vanligvis ikke betongens fasthetsklasse for slike peler overskride B55 (Standard Norge, 2007). Dette for å begrense rissutvikling ved



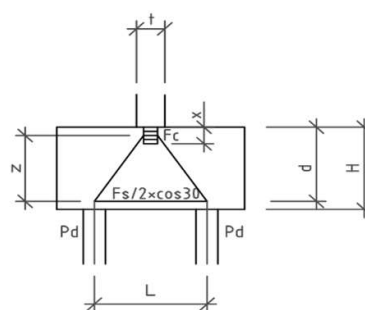
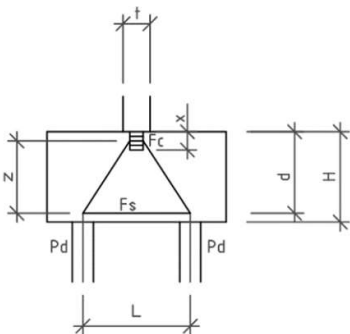
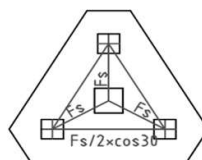
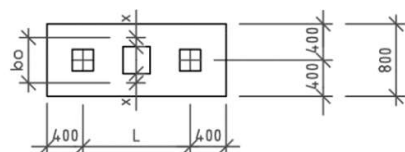
Figur 14: Oppbygning for pelefundament (Designing Buildings The Construction Wiki, 2022)

strekkspenninger (Standard Norge, 2007). Fasthetsklasse B45 er dessuten laveste som godtas for eksponerings- og bestandighetsklasse, det anbefales derfor som regel å benytte seg av fasthetsklasse B45.

Betongpeler kan både slakkarmeres og spennarmeres. Spennarmering er godt egnet ved betydelige strekkrefter i pelene og har større motstandsevne under transport. Spennarmering leveres derimot ikke fra norske produsenter (Den norske Pelekomité, 2019). Ved slakkarmerte peler skal lengdearmeringen være av kamstål B500NC, og tilfredsstillende alle krav i NS-EN 3576-3. Det bør heller ikke benyttes mindre armering enn et stålareal tilsvarende 4ø20 mm, ikke mindre stangdiameter enn 16 mm og en armeringsprosent på 2 prosent eller mer (Den norske Pelekomité, 2019).

5.4.2 Pelehode

Pelene skal støpes inn i et pelehode. Pelehodet skal overføre krefter fra konstruksjonen til peler og grunn, og er vanligvis utført i armert betong. Innstøpningslengden til en pel i pelehodet avhenger av pelelasten. For kun trykkrefter kan lengden være relativt kort, så lenge flatetrykket i betongen ikke overskrider. Om strekkrefter opptrer må pelehodet oppnå tilstrekkelig god forankring. Dette kan for eksempel gjøres ved å hugge bort betongen i pelens topp for å eksponere armeringen, og sørge for tilstrekkelig lang forankringslengde, for så å støpe den inn i peleplaten (Fallsen, u.å.).



Velger $d > a$		
$F_s = P_d \times a / z$	$a = L / 2 - t / 4$	$z_1 = 0,9 \times d$
$x = F_s / f_{cd} \times b_0$	$b_0 = t + 2x$	$x^2 + xt / 2 - F_s / 2f_{cd}n = 0$
$d - x / 2 > 0,9 \times d$		

Velger $d > a$		
$F_s = P_d \times a / z$	$a = L / (2 \times \cos 30) - t / 4$	$z_1 = 0,9 \times d$
$x = F_s / f_{cd} \times b_0$	$b_0 = t + 2x$	$x^2 + xt / 2 - F_s / 2f_{cd}n = 0$
$d - x / 2 > 0,9 \times d$		

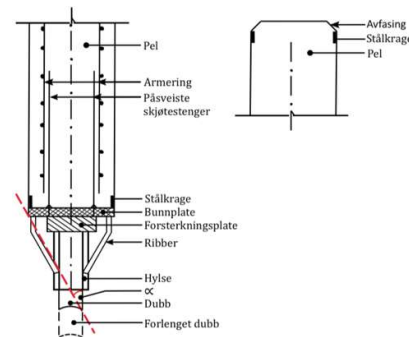
5.4.3 Pelens ender



Figur 16: Utforming av peleskjøt. (Designing Buildings The Construction Wiki, 2022)

Pelens topp anbefales å være skjøtbar når pelene skal rammes til stopp mot berg eller i faste masser, for å unngå unødvendig ekstraarbeid om pelen må skjøtes lengre enn antatt (Den norske Pelekomité, 2019). Ved strekkrefter må eventuelle skjøter på enkelte peletyper sveises. Krav til peleskjøter er gitt i tabell 4 i NS-EN 12794, og sier blant annet at skjøtene skal minst ha samme dimensjonerende trykkapasitet og momentkapasitet som pelen.

Pelespiss utformes ulikt avhengig av bruksområde. For spissbærende peler skal pelespissen være av stål, mens friksjonspeler kan ha en løsmassesko av stål eller grussko (Den norske Pelekomité, 2019). Utforming av en pelespiss for spissbærende peler er vist i Figur 17.



Figur 17: Utforming av bergspiss av stål (Den norske Pelekomité, 2019)

5.5 Dimensjoneringsmetode

Beregning av pelers bæreevne og oppbygning er avhengig av grunnforhold, og må avgjøres av en geotekniker. I denne rapporten benyttes prefabrikkerte betongpeler, og en detaljert dimensjonering av selve pelen gjennomføres ikke. En forståelse for hvordan dimensjoneringen gjøres er likevel viktig. I dette delkapittelet presenteres de viktigste momentene for fremgangsmåte ved dimensjonering av pelefundamenter.

Ved dimensjonering av enkeltpeler og pelegrupper må aktuelle laster, grunnforhold og grunnvannstand (inkl. initiell poretrykksfordeling med dybden) være kartlagt i tilstrekkelig grad. Grunnundersøkelsene bør utføres både med tanke på løsmassenes egenskaper og med tanke på dybder til berg. Kun når det er åpenbart at berget ligger så dypt at fundamentering til berg er utelukket, kan en detaljert bestemmelse av bergdybde utelates.

(Statens vegvesen, 2009)

For dimensjonering av betongpeler, må pelens dimensjonerende bæreevne finnes. Denne eksisterer ved ulike metoder for beregning avhengig av grunnforhold. De ulike beregningsformlene har ulik sikkerhet. For å finne dimensjonerende bæreevne $R_{c,d}$, deles derfor den karakteristiske bæreevnen $R_{c,k}$ med en ekvivalet materialkoeffisient γ_t . Ved valg av γ_t må også forhold som friksjonsmotstand i forhold til spissmotstand og belastningens varighet beregnes (Statens vegvesen, 2009). Den ekvivalente materialkoeffisient γ_t , er gitt i det norske tillegget til NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 (Statens vegvesen, 2009).

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t}$$

Den karakteristiske bæreevnen avgjøres ved hjelp av ulike formler avhengig av grunnforhold. Disse beregningsmetodene krever bistand fra geotekniker og vil ikke bli gjennomgått i denne rapporten. I Tabell 5 er materialkoeffisienten til de respektive beregningsmetodene gitt.

Tabell 5:

Partialfaktor (Statens vegvesen, 2009)

Grunnlag for anvendt beregningsmetode	Partialfaktor γ_t
Statisk bæreevneformel	1,6
Sonderingsmotstand (empirikk)	2,0
Rammeformel (Janbu)	1,8
Rammeformel med bevegelsesmåling	1,6
Instrumentert pel og bølgeteori	1,5
Prøvebelastning	Brudbæreevne 1,4 90 % regelen 1,3 Krypbæreevne 1,2

Etter å ha funnet dimensjonerende kapasitet til pelen, kan den installerte kapasiteten beregnes. Dette gjøres ved å dele dimensjonerende kapasitet, N_d , med reduksjonsfaktoren f_a . Denne

faktoren skal ta hensyn alle forhold som kan påvirke kapasiteten. Slike forhold er foreslått fra Statens vegvesen i Tabell 6:

Tabell 6:

Vurderingsfaktorer for valg av f_a -faktor (Statens vegvesen, 2009)

	GUNSTIGE FORHOLD	UGUNSTIGE FORHOLD
Grunnforhold	Homogen og steinfri grunn. Økende fasthet med dybden. Jevnt og godt berg for feste av pelespissen ved spissbærende peler.	Variierende grunnforhold. Korrosjonsfarlig grunn. Stein og blokker i grunnen med fare for påtvunget krumning. Skrått, ujevnt berg og hard bergart, ved spissbærende peler.
Grunnundersøkelser	Omfattende grunnundersøkelser.	Lite omfattende eller mangelfulle grunnundersøkelser.
Antall peler i gruppen	Antall peler i grupper er større enn fem. Små variasjoner i pelelengder. Bøyningsstive, strekkfaste skjøter.	Antall peler i grupper er mindre enn tre. Store variasjoner i pelelengde. Dårlige skjøter, tap av ramme energi.
Rammeutstyr og utførelse	Tilstrekkelig tungt lodd, god slaghet og god føring. Ikke bruk av jomfru. Loddrette peler. Erfaren entreprenør.	For lett lodd, dårlig slaghet og føring, stort tap av rammeenergi. Bruk av jomfru. Ramming fra flåte. Uerfaren entreprenør.
Installasjonsmetode	Peler installeres kontrollert ved boring, støping og gysing.	Ramming/vibrering/pressing/ bruk av luftlodd/diesellodd sett i sammenheng med peletype/pele-dimensjon/pelelengde samt grunnforhold.
Kontroll av pelearbeidet	God kontroll av peler og ramming, samt av utstøping av betong og trekking av borerør. Føring av fullstendige protokoller. Tilpassing av spesifikasjoner under arbeidet.	Lite omfattende eller mangelfull kontroll. Ingen tilpassing under arbeidet.

Etter å ha vurdert alle forhold, kan f_a -faktoren velges mellom 0,6 og 0,9 avhengig av vurderte forhold.

Tabell 7:

f_a -faktor (Statens vegvesen, 2009)

Vurderte forhold	f_a
Gunstige	0,90
Midlere	0,75
Ugunstige	0,60

Installert kapasitet regnes da ved formelen nedenfor:

$$N_i = N_d * f_a$$

For peler som står i vann eller annen løs grunn, må det tas hensyn til både knekking og et eksentrisitetsmoment ved dimensjoneringen. Dette gjelder ikke for peler i tilstrekkelig faste og stabile masser som støtter pelene mot sideveis deformasjoner. Hvilke situasjoner som krever at et eksentrisitetsmoment tas med i beregninger bestemmes av geotekniker (Den norske Pelekomite, 2019).

5.6 Kapasiteter

De tre vanligste betongpelene som produseres i dag er i størrelsene P230, P270 og P345. «Peleveiledningen 2019» angir disse pelenes dimensjonerende kapasitet mellom 1778 kN til 3894 kN avhengig av dimensjon når moment er fraværende.

Tabell 8:

*Kapasiteter for standard betongpeler
(Den norske Pelekomité, 2019)*

Peletype	Nd for Md = 0 (kN)
P230/25 - M45	1778
P270/25 - M45	2409
P270/40 - M40	2409
P345/40 - M40	3894

5.7 Installasjonsmetode og utstyr

Prefabrikkerte betongpeler produseres på fabrikk og må derfor transporteres til byggeplass for installasjon. Pelene leveres vanligvis i lengder mellom 6 og 13 meter, og vil dermed få plass på normale vogntog (Spurkeland, u.å.).

På byggeplassen må pelene lastes av vogntoget og lagres midlertidig, før de rammes ned. Det kreves en kran for løfting til angitt posisjon, og en pelemaskin for å slå pelene ned i bakken. En pelemaskin bruker et lodd til å slå ned pelene. Loddet gir vanligvis en kraft mellom 50 og 120 kN, og sleppes fra opptil 1,5 meters høyde (GEO fundamentering og bergboring, u.å.). Slike maskiner gjør tunge løft, og store krefter er i sving. Det kreves dermed mye plass og store sikkerhetsavstander ved bruk. Størrelsen på pelemaskinen avhenger blant annet av marktrykk og nødvendig loddvekt for å kunne slå ned pelen.

Pelene kan slås rett ned i bakken uten forarbeid hvis grunnen har stor nok styrke til å ta lastene fra maskinene som skal bevege seg oppå. Om grunnen er for svak, må nødvendige masser skiftes ut så grunnen har tilstrekkelig bæreevne. Etter at pelene er slått ned i angitt posisjon, må et pelehode støpes. Pelehodet må som regel plasstøpes, og krever derfor en betongbil og gravemaskin for å grave ut massene der det skal støpes.

6 Teoretisk grunnlag: HMS

6.1 HMS i bygg- og anleggsbransjen

I bygg- og anleggsbransjen er det særskilte regler for HMS. Det er pålagt krav til en rekke aktører i ulike ledd av arbeidsprosessen og byggeprosjekter. HMS-begrepet omfatter helse, miljø og sikkerhet i all arbeidssammenheng, og er forankret i Arbeidsmiljøloven og internkontrollforskriften. Begrepet «sikkerhet, helse og arbeidsmiljø» (SHA) utfyller generell HMS, og er forankret i byggherreforskriften (Arbeidstilsynet, u.å.). Disse reglene og forskriftene legger grunnlag for en trygg bygg- og anleggsplass (Ramirent, 2022).

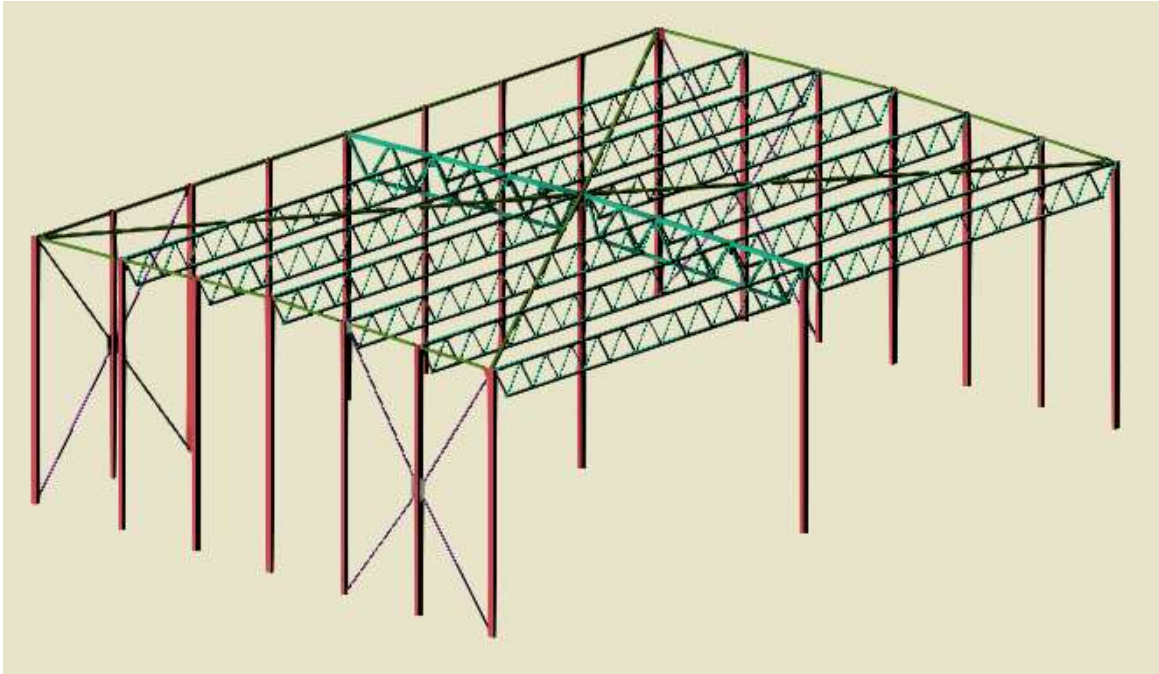
Arbeidsmiljøloven sikrer arbeidsgivers og arbeidstakers rettigheter og plikter ved å ta for seg arbeidsmiljø, arbeidstid, stillingsvern, ansettelse, permisjon og avslutning av arbeidsforhold (Gisle, 2023).

Internkontrollforskriften pålegger virksomheter å etablere og opprettholde et system for internkontroll, en kvalitetssikring på at bedriften har systemer og rutiner som ivaretar helse, miljø og sikkerhet (Arbeidstilsynet, 2017).

Byggherreforskriften (BHF) forklarer at byggherren har hovedansvaret for at et bygg- og anleggsprosjekt planlegges og gjennomføres på en slik måte at sikkerhet, helse og arbeidsmiljø blir ivaretatt. Ifølge BHF kapittel 2, er byggherren ansvarlig for å gjennomføre en grundig risikovurdering og utarbeide spesifikke tiltak for å sikre arbeider som kan medføre fare for liv og helse (Den norske Pelekomite, 2019).

Risikovurderingen er en kontinuerlig prosess vurdering og beskrivelse av hvilke uønskede hendelser som kan inntreffe, hvor trolig det er at de inntreffer og hvilke konsekvenser de kan medføre for en gitt aktivitet. I tillegg skal det tas stilling til risikoen ved å eksempelvis bestemme forebyggende tiltak (Standard Norge, 2021).

7 Case



Figur 18: IFC-modell av hallkonstruksjon (Stabil AS, u.å.)

7.1 Beskrivelse av bygget og dets laster

Oppgavens case tar for seg en fiktiv hallkonstruksjon med en åpen langside. Konstruksjonen er derfor utsatt for store trykk og strekkrefter.

7.1.1 Plassering

Det er tatt utgangspunkt i en fiktiv hallkonstruksjon som skal plasseres på Skjerven næringspark i Gjøvik kommune. Næringsparken ligger 5 kilometer vest for Gjøvik, 270 meter over havet. Bygget skal brukes til søppelhåndtering med store mobile kraner og hjullastere. Det er derfor bestemt at byggets ene langside skal være åpen.

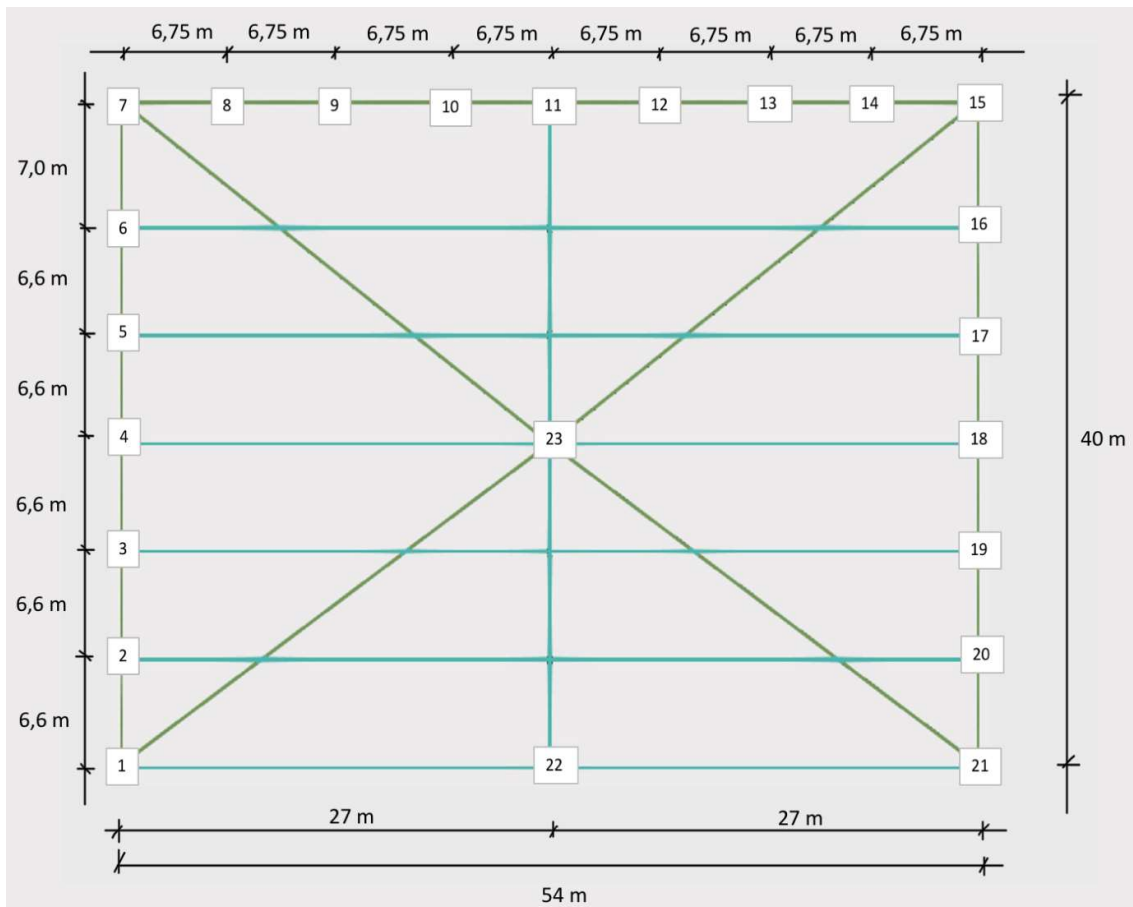


Figur 19: Plassering av konstruksjon (Apple Maps, 2023)

7.1.2 Geometri

Hallen har en grunnflate på 54 x 40 meter, og en høyde på 17 meter. Store avstander mellom søyler gjør at hver søyle må ta relativt store krefter. Konstruksjonen er likevel relativt lett til tross for sin store størrelse, dette er fordi taket består av TRP-plater og fagverk. Den totale egenvekten av taket kan settes til 0,65 kN/m². Konstruksjonen er med andre ord stor og utsatt for både store trykk- og strekkrefter.

Søyler langs sideveggene har en senteravstand, c/c lik 6,6 meter, mens søyler bak har c/c 6,75 meter. De to øvrige søylene er plassert midt i bygget, og midt i byggets åpne langside. Disse to søylene, sammen med en tilsvarende søyle på bakveggen støtter opp to fagverk på 20 meter som igjen støtter opp tverrgående fagverk fra langvegg til midt, på 27 meter. En søyleplan er gitt i Figur 20, hvor søyler er nummerert fra 1 til 23.

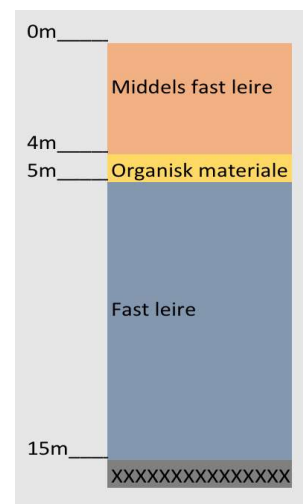


Figur 20: Nummerert søyleplan (Stabil AS, u.å.)

7.2 Grunnforhold

Grunnforholdene hallkonstruksjonen skal stå på er fiktive. Grunnen består av middels fast leire i øvre sjikt og fast leire i nedre. Total dybde til fjell er 15 meter. Som en forenkling er dybden til fjell satt konstant over hele byggeplassen. Berggrunnen er altså flat og faren for at eventuelle peler skrenser, er svært redusert.

Mellom fire og fem meter ned i grunnen (illustrert i Figur 21) er det funnet større forekomster med organisk materiale. Grunnen er derfor svært utsatt for setninger. Geotekniker råder derfor til å erstatte masser ned til og med laget med organisk materiale med sprengstein, om det velges å benytte seg av punktfundamenter.



Figur 21: Grunnforhold på byggeplass (Personlig kommunikasjon)

Ved bruk av pelefundamenter anbefaler geotekniker å sette fa-faktoren til 0,75. Det er også blitt informert om at et eksentrisitetsmoment ikke er nødvendig å regne på, grunnet stabile og faste masser. Pelene anbefales å slås ned til fjell, og dermed benytte spissbærende pelere.

7.3 Beregning av laster

7.3.1 Vindlast

Referansevindhastigheten for Gjøvik kommune er gitt til $V_{c,0} = 22$ m/s (Standard Norge, 2005). Konstruksjonen skal bygges under høydegrensen, H_g , satt til 900 meter over havet.

Selv om konstruksjonen skal stå i et næringsområde, er det for øyeblikket få nærliggende konstruksjoner. Dessuten ligger hallkonstruksjonen på en liten høyde og er derfor vindutsatt. Vegetasjonen rundt er dominert av trær på vestsiden, mens det østover er store åpne sletter og jorder. Ut fra disse faktorene settes ruhetsfaktoren k_r i henhold til NS-EN1991-1-4:2005+NA:2009 til kategori II (Standard Norge, 2005). Vindkasthastighetstrykket kan dermed beregnes til 0,82 kN/m² (Beregning av vindkasthastighetstrykk er nærmere beskrevet i vedlegg 1).

Vindsoner på vegger og tak er beregnet i vedlegg 1 og gitt i Tabell 9 nedenfor (gitt i kN/m²):

Tabell 9:

Vindsoneverdier på vegg (D, E) og tak (F, G, H, I) oppgitt i kN/m² (vedlegg 1)

Sone	D	E	F	G	H	I
Alt. A	0,59	-0,29	-1,48	-0,98	-0,57	+/- 0,16
Alt. B	0,58	-0,26				

7.3.2 Snølast

Snølast på mark i Gjøvik kommune er gitt til $S_{k,0} = 4,5$ kN/m² med en høydegrense, H_g på 250 meter. Siden hallen skal bygges på 270 meter over havet, må et tillegg i snølast på 1 kN/m² legges til. Den totale karakteristiske verdien for snølast på mark blir dermed 5,5 kN/m².

Ved beregning av snølast på tak, ganges 5,5 kN/m² med en formfaktor for flatt tak på 0,8. Øvrige koeffisienter (C_e og C_t) er satt konservativt til 1,0. Snølast på tak kan dermed regnes ut til å bli 4,4 kN/m² i karakteristisk verdi.

7.3.3 Fundamentlaster

Fundamentene må ta både strekk- og trykkrefter grunnet vindsug på tak kombinert med innvendig trykk grunnet den åpne langsiden. I tillegg får fundamenter ved vindkryss ekstra krefter fra vind. Det er satt opp to hovedtilfeller for vindretning som må vurderes for å finne dimensjonerende krefter:

- *Alternativ A*

Vind blåser på byggets langsider, For dette alternativet fordeles vindkreftene til to vindkryss, ett på hver kortvegg.

Alt. A, inn:

Vind blåser inn i bygget. Dette gir innvendig trykk på taket, sammen med sug på taket.

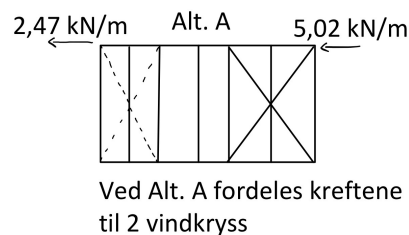
Alt. A, bak:

Vind blåser på bakveggen. Dette gir større vindsug på bakre søyler, sammenlignet med Alt.A, inn.

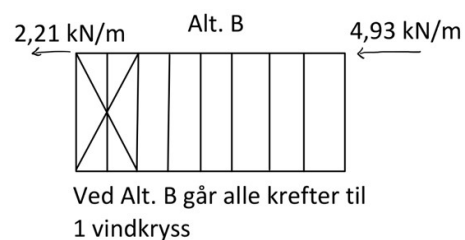
- *Alternativ B*

Vind blåser på byggets kortside. Dette gir sug på taket, og et neglisjerbart innvendig sug. Det innvendige suget ses bort i fra for å få et størst mulig strekk i søylene. For dette alternativet går alle vindkrefter til et vindkryss på bakvegg.

Her må det også tas hensyn til et vridningsmoment på grunn av en eksentrisitet på 20 meter siden det kun er et vindkryss som tar opp kraften og ikke er plassert midt i bygget. Vridningsmomentet skaper krefter i hver kortvegg og går inn i kortveggens to vindkryss. Disse kreftene må også sammenlignes med kreftene i vindkryssene langs kortveggene fra alternativ A.



Figur 22: Alt. A; Vindretning mot byggets langsider. (Personlig kommunikasjon)



Figur 23: Alt. B; Vindretning mot byggets kortside (Personlig kommunikasjon)

8 Metode

Oppgavens metodedel tar for seg hvilke fremgangsmåte som er benyttet for prosessen til denne oppgaven og hvilke materialer som er benyttet. Metoden som er valgt begrunnes og beskrives. Styrker, svakheter og feilkilder tilknyttet metoden vil også nevnes.

I arbeidet med bacheloroppgaven er det tatt i bruk enkelte metoder for informasjonsinnhenting. På denne måten har arbeidet med oppgaven blitt mer oversiktlig og pålitelig. Gjennom arbeidet med prosjektet er kvantitativ metode benyttet.

8.1 Anvendt metode

8.1.1 Kvantitativ metode

En kvantitativ metode fokuserer på systematisk innsamling og analyse av numeriske data (Harboe, 2006). For en slik metode er det viktig å ha et relativt godt overblikk over materialet som skal analyseres tidlig i studiet. Man bør ha en plan for hvordan data skal analyseres før det er samlet inn (Aarhus universitet, u.å.).

I starten av arbeidet med oppgaven ble det laget en plan på hvordan utslippsdata og priser sammenlignes og vurderes. Innsamling av talldata for utslipp og priser skulle struktureres i Excel-ark hvor all relevant data ble presentert på en oversiktlig og ryddig måte. For å få sammenlignbare resultater måtte det settes opp en plan for hva som skal inkluderes av talldata i analysen. Her ble det bestemt at all utslippsdata fra alle aspekter for hver type fundament skal inkluderes. Alt fra produksjon av betong, til fundamentene er støpt og konstruksjonen er ferdig.

Under datainnsamlingen ble hovedsakelig talldata fra den nyeste versjonen av Norsk Prisbok benyttet. For å bekrefte tall herfra ble også aktuelle lokale bedrifter på Gjøvik kontaktet for å kunne sammenligne enkelte data. Slik skapes et godt og troverdig tallgrunnlag som kan brukes i analysen.

Fordelene med en slik metode er dens testbarhet i ettertid. Talldata er hentet fra troverdige kilder og kan evalueres av en tredjepart. Det er naturlig at talldata for utslipp og priser vil variere mellom ulike aktører og fremover i tid.

Det finnes likevel svakheter ved bruk av denne metoden. Rene talldata som er innhentet kan ha lite bakgrunnsinformasjon. Det er mulig å finne utslippsdata for både peler og punktfundamenter, men bakgrunnen for hvorfor utslippene er som de er gis det ikke informasjon om.

Feilkilder som kan forekomme ved bruk av denne metoden er blant annet manglende kvalitet i inngangsdata og feil ved beregninger. I beregningene er det gjort noen antagelser der presise tall ikke har vært tilgjengelige, blant annet meterspris for pelstype P230. Det er også gjort flere overslag gjennom beregningene på grunn av rapportens begrensninger. Fundamenter med omtrentlig lik størrelse har fått en middelvei og blitt regnet på ut fra dette. Slik kan resultatene ha en viss usikkerhet.

Gjennom arbeidet med rapporten er det hentet inn relevant informasjon fra aktuelle litteraturkilder og skrevet notater i et felles dokument. På denne måten er ulike kilder blitt sammenlignet og validert. Kilder er hentet fra både trykte bøker og nettbaserte kilder. Gjennom litteratursøk på nett, er Google Scholar mye brukt for søk etter akademisk litteratur.

8.2 Beregninger

Statistiske beregninger i rapporten for blant annet snø og vind er gjennomført i henhold til relevante standarder og nasjonale annekser, hvor alle beregninger henviser til standarder som er brukt. Beregningene kan derfor enkelt valideres.

Beregninger av kostnad og klimagassutslipp er basert på tall hentet fra den nyeste versjonen av Norsk Prisbok og lokale bedrifter. Disse kildene anses å være pålitelige og har bidratt til å gi en best mulig estimering av beregningene til rapporten. Beregningene er begrenset til elementene som angår rapporten og inneholder ikke elementer som ikke vil påvirke en prisforskjell mellom peldefundamenter og punktfundamenter. Dette kan for eksempel være et betonggulv og ringmur som, uansett løsning, vil være til stede for begge fundamentløsninger og derfor ikke utgjøre en forskjell mellom fundamenttypene.

8.3 Prosjektgjennomgang

Prosjektgjennomgangen tar utgangspunkt i en fiktiv hallkonstruksjon som skal bygges på Gjøvik. Konstruksjonen skal brukes til håndtering av søppel og skal huse store mobile kraner og hjullastere som kan bevege seg ut og inn av hallen. Av den grunn er det bestemt at en av hallens langsider skal forbli åpen, noe som kan føre til potensielt store løftekrefter. Denne rapporten tar for seg fundamenteringsløsningen for bygget, som omfatter valget mellom prefabrikkerte betongpeler og plasstøpte punktfundamenter med hensyn til klimagassutslipp, økonomi og HMS.

Gjennom rapporten vil man presentere to ulike fundamenteringsløsninger, plasstøpte punktfundamenter og prefabrikkerte betongpeler. På grunnlag av lastberegninger skal fundamenteringsløsningene sammenlignes og diskuteres.

8.4 Programmer og aktuell litteratur

8.4.1 Teams

Teams er en samlet kommunikasjons- og samarbeidsplattform på nett. Plattformen gjør det mulig for gruppens medlemmer å redigere et felles dokument i sanntid, dele relevante filer og regneark, og kommunisere med hverandre gjennom både videosamtaler og skriftlig beskjeder. Alle dokumenter, referater, utregninger og andre filer er lagt inn her. Møter som har foregått over nett er blitt arrangert via Teams.

8.4.2 Excel

Excel et dataprogram for utføring av matematiske beregninger og analyser. Programmet lar brukeren utføre beregninger som senere kan presenteres grafisk gjennom blant annet grafer og tabeller. I denne oppgaven er programmet brukt for beregning og fremstilling av resultater for prisoverslag og klimagassutslipp.

8.4.3 Peleveiledningen 2019

Peleveiledningen 2019 er en veiledning gitt ut av Norsk Geoteknisk Forening. Veiledningen har samlet informasjon fra en rekke bedrifter og laget en grundig veiledning for bruk av peler, hvor alt av teori og dimensjoneringsprinsipper er beskrevet. Boken er i denne oppgaven brukt for å innhente relevant informasjon og kunnskap for oppgavens del om peler, blant annet viktige HMS-aspekter og dimensjoneringsprinsipper.

8.4.4 Norsk Prisbok

2023-versjonen av Norsk Prisbok blir brukt som et oppslagsverk for den norske byggenæringen. Tjenesten inneholder en rekke data for blant annet pris og CO₂-ekvivalenter aktuelle for byggsektoren. Norsk Prisbok har i samarbeid med Bygganalyse AS gitt ut prisdata siden 2002, og har i dag prisdata på over 1900 sammensatte konstruksjoner som igjen har enhetspriser. Prisene inneholder alle aspekter fra produksjon til ferdig vare, blant annet frakt, arbeidskraft og råvarer. Alle priser er oppgitt ekskludert mva. (Norsk Prisbok, 2023). Norsk prisbok har vært hovedkilde for innhenting av talldata for pris- og klimagassutslipp.

9 Resultater

9.1 Statiske beregninger

I Tabell 10, er største strekk- og trykkrefter oppgitt for hver enkelt søyle. Detaljerte beregninger er gjort i vedlegg 1. Søylenummer i tabell nedenfor korresponderer med søyleplanens nummerering i Figur 20. Ut fra beregningene kommer det frem at alle fundamenter vil få en løftekraft, som må tas hensyn til ved dimensjonering av fundament. Løftekraften er beregnet med grensetilstanden UPL, tap av likevekt på grunn av løftekrefter, hvor egenvekten er multiplisert med 0,9 og vind med 1,5. Dimensjonerende løftekrefter vises i kolonne 7 fra venstre. Videre er dimensjonerende trykkrefter i tilhørende fundamenter regnet ut med kontroll for brudd i konstruksjonen, STR, i kolonnen lengst til høyre.

Tabell 10:

Fundamentkrefter fra hver søyle (vedlegg 1)

Søylenummer	F, strekk, max fra rent oppløft (kN)	Lastareal, A (m ²)	Karakteristisk egenlast, EL A*EV (kN)	Karakteristisk snølast, S S*A (kN)	Trykk/strekk fra vindkryss (kN)	Tot. Dim. Oppløftskraft v/ fundament 0,9*EV + 1,5*Vind (kN)	Lastfaktor Snø	Lastfaktor vind fra vindkryss	Tot. Dim. Trykkkraft v/ fundament (kN)
1	-93,2	47,3	30,7	207,9	290,0	-547,2	1,05	1,50	690,2
2	-103,4	89,1	57,9	392,0		-103,0	1,50		657,6
3	-103,4	89,1	57,9	392,0	290,0	-538,0	1,50	1,05	962,1
4	-103,4	89,1	57,9	392,0		-103,0	1,50		657,6
5	-103,4	89,1	57,9	392,0		-103,0	1,50		657,6
6	-106,5	91,8	59,7	403,9		-106,0	1,50		677,5
7	-13,5	11,8	7,7	51,9	417,6	-639,7	1,05	1,50	690,1
8	-23,1	23,6	15,4	104,0		-20,8	1,50		174,4
9	-13,5	23,6	15,4	104,0	417,6	-632,8	1,05	1,50	754,0
10	-23,1	23,6	15,4	104,0		-20,8	1,50		174,4
11	-155,4	207,2	134,7	911,7		-111,9	1,50		1529,1
12	-23,1	23,6	15,4	104,0		-20,8	1,50		174,4
13	-23,1	23,6	15,4	104,0		-20,8	1,50		174,4
14	-23,1	23,6	15,4	104,0		-20,8	1,50		174,4
15	-23,1	11,8	7,7	51,9	290,0	-462,7	1,05	1,50	498,7
16	-106,5	91,8	59,7	403,9		-106,0	1,50		677,5
17	-103,4	89,1	57,9	392,0	290,0	-538,0	1,50	1,05	962,1
18	-103,4	89,1	57,9	392,0		-103,0	1,50		657,6
19	-103,4	89,1	57,9	392,0		-103,0	1,50		657,6
20	-103,4	89,1	57,9	392,0		-103,0	1,50		657,6
21	-93,2	47,3	30,7	207,9		-112,2	1,50		348,7
22	-350,2	267,3	173,7	1176,1		-368,9	1,50		1972,7
23	-502,5	529,3	344,0	2328,9		-444,1	1,50		3906,2

9.2 Plasstøpte punktfundamenter

9.2.1 Resultat fra statiske beregninger

Punktfundamenter er beregnet etter den aktuelle belastningssituasjon. Eventuelle horisontalkrefter fra vind og skjevlaster tas opp som jordtrykk på fundamentsåleens sidekanter (Larsen, 2008). Punktfundamentene anses derfor å kun belastes av vertikal last.

Fundamentsålen gjøres derfor symmetrisk med lik bredde og lengde. I tabellen nedenfor er fundamentenes geometri oppgitt med forklaring av hvilken lastsituasjon som er styrende for dimensjonering. I tillegg er det også gjort et estimat for armeringsmengde per fundament. Armeringsmengden er satt til 130 kg/m³ betong, basert på tall fra Norsk Prisbok.

Bestemmelse av dimensjoner på fundamentsåle er utført på grunnlag av dimensjonerende trykk- og løftekrefter, vist i Tabell 10. Samtlige fundamenter har løft som bestemmende lastsituasjon, men de er også kontrollert for dimensjonerende grunntrykk, vist i Tabell 11.

Tabell 11:

Dimensjoner for punktfundamenter (vedlegg 2)

Søylenummer	Bredde [m]	Høyde[m]	Volum [m ³]	Omtrentlig	
				Armeringsmengde [kg]	Bestemmende belastningssituasjon
1	3,8	1,0	14,44	1877,2	Oppløft fra vindkryss og -soner
2	2,2	0,7	3,388	440,44	Oppløft fra vindsoner
3	3,8	1,0	14,44	1877,2	Oppløft fra VK og vindsoner
4	2,2	0,7	3,388	440,44	Oppløft fra vindsoner
5	2,2	0,7	3,388	440,44	Oppløft fra vindsoner
6	2,2	0,7	3,388	440,44	Oppløft fra vindsoner
7	3,8	1,0	14,44	1877,2	Oppløft fra vindkryss og -soner
8	1,1	0,5	0,605	78,7	Oppløft fra vindsoner
9	3,8	1,0	14,44	1877,2	Oppløft fra vindkryss og -soner
10	1,1	0,5	0,605	78,7	Oppløft fra vindsoner
11	2,2	0,7	3,388	440,44	Oppløft fra vindsoner
12	1,1	0,5	0,605	78,7	Oppløft fra vindsoner
13	1,1	0,5	0,605	78,7	Oppløft fra vindsoner
14	1,1	0,5	0,605	78,7	Oppløft fra vindsoner
15	3,8	1,0	14,44	1877,2	Oppløft fra vindkryss og -soner
16	2,2	0,7	3,388	440,44	Oppløft fra vindsoner
17	3,8	1,0	14,44	1877,2	Oppløft fra vindkryss og -soner
18	2,2	0,7	3,388	440,44	Oppløft fra vindsoner
19	2,2	0,7	3,388	440,44	Oppløft fra vindsoner
20	2,2	0,7	3,388	440,44	Oppløft fra vindsoner
21	2,2	0,7	3,388	440,44	Oppløft fra vindsoner
22	3,2	1,0	10,24	1331,2	Oppløft fra vindsoner
23	3,5	1,0	12,25	1592,5	Oppløft fra vindsoner
Sum			146,035	18984,55	

9.2.2 Økonomi

For estimering av pris tilknyttet plasstøping av punktfundamenter har rapporten tatt utgangspunkt i Norsk Prisbok. Norsk Prisbok har oppgitt priser på plasstøpte punktfundamenter av forskjellige dimensjoner. En gjennomsnittlig pris til 8751 kroner per m³ er basert på to av disse dimensjonene, og inkluderer transport, forskaling, armering, betong og arbeid. Estimert totalkostnad for plasstøp av punktfundamenter er basert på gjennomsnittsprisen som ekskluderer ringmur. Ringmur kreves for begge fundamenteringsløsninger og vil derfor ikke påvirke prisforskjellen mellom løsningene. I Tabell 12 er det gjennomført et prisanslag for punktfundamenter, hvor konstruksjonens fundamenter er plassert i en kategori fra A til E. Totalprisen for punktfundamenter isolert sett havner dermed på omtrent 1,3 millioner kroner.

Tabell 12:

Estimat pris punktfundament (Personlig kommunikasjon)

Estimat pris punktfundament			
	Antall	L/B	H
Fundament A	6	3,8	1
Fundament B	1	3,2	1
Fundament C	10	2,2	0,7
Fundament D	5	1,1	0,5
Fundament E	1	3,5	1,0
Total m3		146,035	m3
Totalpris punktfundamenter			kr 1 277 940,69

En av de største faktorene knyttet til økonomi for dette prosjektet er grunnforholdene på stedet. På grunn av et sjikt med organisk materiale, som befinner seg mellom fire og fem meter under terrenget, er grunnen på området utsatt for setninger. Det er derfor nødvendig å utføre masseutskifting med sprengstein ned til gode masser. En utgravingsdybde på fem meter resulterer i et utgravd volum på 11760 m³ med masser (Tabell 13).

En kubikkpris på omtrentlig 560 kroner per m³ fra to aktuelle bedrifter på Gjøvik legger grunnlaget for en realistisk estimering av pris knyttet til masseutskifting. Summen inkluderer alle kostnader forbundet med masseutskifting, inkludert utgraving, opplastning, bortkjøring, deponeringsgebyr, levering av sprengstein til byggeplass og utlegging. En totalpris for

utskifting av masser kommer dermed på over 6,6 millioner kroner, dette fremkommer i Tabell 13.

Tabell 13:

Estimat pris utskifting masse punktfundament (Personlig kommunikasjon)

Estimat pris utskifting masse punktfundament				
Utregning m3:				
Lengde	<input type="text" value="56"/>	Meter	<input type="text"/>	Input
Bredde	<input type="text" value="42"/>	Meter		
Dybde	<input type="text" value="5"/>	Meter	<input type="text"/>	Svar
Total m3	11760	m3		
Utgraving/opplasting/bortkjøring/sprengstein/tilkjøring/utlegging		Enhet m3	Enhetspris <input type="text" value="kr 560,00"/>	
Totalpris utskifting masser			<input type="text" value="kr 6 585 600,00"/>	

Den totale prisen av både masseutskifting og fundamentering med punktfundamenter vil dermed havne på omtrent 7,86 millioner kroner.

9.2.3 Klimagassutslipp

For å estimere CO₂-ekvivalentene ved plasstøp og masseutskifting for punktfundamenter, er det også her brukt Norsk Prisbok som utgangspunkt. Estimeringen for plasstøping av punktfundamenter er basert på tjenestens prisgrunnlag, og det er funnet en gjennomsnittlig CO₂-ekvivalent per m³ punktfundament. Det totale utslippet med punktfundament havner på omkring 63 tonn CO₂-ekvivalenter, vist i Tabell 14.

Estimert utslipp for masseutskifting er basert på Norsk Prisboks estimater for utgraving, opplasting, bortkjøring, sprengstein, tilkjøring og utlegging, gitt i CO₂-ekvivalenter per m³.

Tabell 14:

Estimat CO2E punktfundament (Personlig kommunikasjon)

Estimat CO2E punktfundament med sokkel			
	Antall	L/B	H
Fundament A	6	3,8	1
Fundament B	1	3,2	1
Fundament C	10	2,2	0,7
Fundament D	5	1,1	0,5
Fundament E	1	3,5	1,0
Total m3	146,035		m3
Totalutslipp CO2-ekvivalenter punktfundameter			<u>63,43</u> CO2E tonn

Estimert utslipp for masseutskifting er basert på Norsk Prisboks estimater for utgraving, opplasting, bortkjøring, sprengstein, tilkjøring og utlegging, gitt i CO₂-ekvivalenter per m³.

Tabell 15:

Estimat CO2E utskifting masse punktfundament (vedlegg 7)

Estimat CO2E utskifting masse punktfundament			
Utrekning m3:			
Lengde	56	Meter	<input type="text"/> Input
Bredde	42	Meter	
Dybde	5	Meter	<u> </u> Svar
Total m3	11760	m3	
Utgraving/opplasting/bortkjøring/sprengstein/tilkjøring/utlegging	<input type="text"/> 10,37	Enhet	CO2E kg
Total utslipp utskifting masse	<u>121,95</u>		CO2E tonn

Ved å multiplisere denne verdien med volumet for utskiftet masse får man et totalt utslipp for masseutskifting, omtrentlig 122 tonn CO₂-ekvivalenter. Et samlet utslipp fra både masseutskiftinger og selve fundamentene vil dermed i dette tilfellet havne på 185 tonn CO₂-ekvivalenter.

9.2.4 HMS

Plasstøpte punktfundamenter kan være fysisk krevende og det er viktig med riktig bære- og løfteteknikk. En betongvibrator kan eksempelvis veie opp mot 16 kg, og selv om en kran kan avlaste mye, må betongarbeideren bære noe selv (staypro, 2023). Ved plasstøping, må betongfagarbeideren være forsiktig med å få fersk betong på huden da betongen kan være etsende og forårsake allergiske reaksjoner over tid (Trageton, 2019). Det er derfor viktig å beskytte huden og øynene mot eksponering av betongen ved å ta nødvendige forholdsregler og bruke verneutstyr som hansker og vernebriller. Det kreves mye betong ved plasstøping, i tillegg er det store utslipp fra produksjon og transport av betong og ved masseutskifting. Ved plasstøping av betong, genereres det også avfall på bygg- og anleggsplassen fra armerings- og betongrester, og forskalingsformer.

Det er utarbeidet en forenklet risikovurdering for plasstøpte punktfundamenter i Tabell 16. Her nevnes de viktigste aktivitetene i forbindelse med den nødvendige masseutskiftingen og støp av fundamenter. For hver aktivitet defineres reduserende tiltak for å unngå uønskede hendelser. Etterfulgt av dette gis det en vurdering av hvor store konsekvensene er for hver aktivitets uønskede hendelser sammen med sannsynligheten for at de forekommer.

Vurderingen får en score mellom 1 og 5, hvor 1 er få konsekvenser og lav sannsynlighet, mens 5 er store/fatale konsekvenser og høy sannsynlighet. Disse to faktorene, konsekvens og sannsynlighet multipliseres for å få en total score for aktiviteten, der en høy score innebærer høy risiko knyttet til aktiviteten.

Tabell 16:

Risikovurdering for plasstøpte punktfundamenter (Personlig kommunikasjon)

Risikovurdering: Plasstøpte punktfundamenter						
Aktivitet	Uønsket hendelse	Konsekvens	Sannsynlighet	Produkt	Risiko	Risikoreduserende tiltak
Graving av masser	Utglidning / skred	4	3	12	M	Graving etter anvisning fra geotekniker
Avsperring av område	Uvedkommende	4	2	8	L	Sikre anleggsområde tilstrekkelig med gjerder og skilting
Transport av masser	Veitrafikkulykker	4	2	8	M	Skilting av anleggsområde
Transport av masser	Støy/støv fra lastebiler og maskiner	1	2	2	L	Arbeid utføres på vinteren
Utlegging av masser	Utglidning / skred	4	3	12	M	Utlegging etter anvisning fra geotekniker
Utlegging av masser	Forurensning av miljø	2	4	8	M	Utleggingen utføres med forsiktighet
Forflytning på dårlig grunn	Personer kan synke i gjørme	3	2	6	M	Sikring av graveskråning, utpumping av vann i gravegrop
Forflytning på dårlig grunn	Utglidning / skred	2	3	6	M	Utlegging av tilstrekkelig bærelag
Utlegging av armering	Fall mot ender av armeringsjern	4	4	16	H	"HMS-bøy" på armeringens ender
Utlegging av armering	Feilplassering av armering	3	2	6	L	Oversiktige arbeidetegninger
Utlegging av betong	Kollisjon mellom maskiner	4	3	12	M	Tydeliggjøre sikkerhetsavstander til respektive maskiner
Utlegging av betong	Kraftig betongsprut ved start av støping	4	4	16	H	Gi advarsler før oppstart, sjekke slanger
Utlegging av betong	Etseskader på hud	3	4	12	M	Riktig beskyttelsesutstyr
Utlegging av betong	Overbelastning av forskaling	2	1	2	L	Kontroll av gjennomførelse
Utlegging av betong	Betongsprut grunnet slangebrudd	3	3	9	M	Nødvendig beskyttelsesutstyr skal brukes
Kontroll av betongkvalitet	For dårlig betongkvalitet	4	2	8	M	Gode rutiner for kontrollering
Kroppsløft av tungt utstyr	Kroppsskader ved feil løfteteknikk	2	4	8	M	Opplæring i riktig løfteteknikker
Sprengningsarbeid	Udetonert salve	3	2	6	L	Gjennomføres kun av autorisert personell
Sprengningsarbeid	Uønsket spredning av stein	4	4	16	H	Tilstrekkelig tildekning av masser og avsperring av område
Adkomst til byggeplass	Opphold på feil område uten verneutstyr	2	3	6	L	Skilting av anleggsområde
Kjøring på anleggsplass	Kollisjon	5	2	10	H	Skilting av anleggsområde
Sveising	Lungesykdommer fra sveiserøyk	4	2	8	M	God ventilasjon
Sveising	Brannskader	3	2	6	L	Beskyttelsesutstyr
Lossing av materiell	Fallende gjenstander	5	3	15	H	Benytt definerte lossingsområder
Lagring av materiell	Kollisjon pga. uoversiktlige områder	4	3	12	M	Lagring på oversiktlige områder, med lite trafikk
Forflytning av tyngre maskiner	Påkjørrelse av personer	3	4	12	M	Sikkerhetsavstander etableres

9.3 Prefabrikkerte betongpeler

For store strekkrefter, er som regel stålkjernepeler det beste alternativet på grunn av stålets gode strekkapasitet sammenlignet med armert betong (The Concrete Society, u.å.). Bortsett fra dette er betongpeler i henhold til Statens vegvesens håndbok 016 (Statens vegvesen, 2009), et kostnadseffektivt alternativ til peler av stål. Oppgavens case har moderate laster, 15 meter dybde til berg uten grove steinmasser og stabile grunnforhold. Ramming vil dessuten foregå fra land. Ut fra disse faktorene anbefaler «Peleveiledningen 2019» å benytte betongpeler (Den norske Pelekomié, 2019).

Tabell 17:

Resultater fra lastberegninger (vedlegg 3)

Søylenummer	Valg av peltype	Antall	EV Pel + EV Bjelke (sikkerhetsfaktor=0,9) (kN)	Tilbakeholdingskraft fra friksjon (sikkerhetsfaktor=0,9) (kN)	Opptredende		Oppløft? (Tilstrekkelig friksjon + egenvekt)	Dim. Installert kap. Pele trykk (kN)	Dim. Kap. Strekk (kN)	Kap. Utnyttelse	Kapasitet trykk ok?	Kapasitet strekk ok?
					strekkkraft i pelens topp inkl. Ev gulv (oppløft - EV Pel) (kN)	Oppløft?						
1	P270-0816 M45	1	377	972	-170,1	Ikke oppløft	1458	529	0,47	ok	ok	
2	P270-0816 M45	1	166	972	62,6	Ikke oppløft	1458	529	0,45	ok	ok	
3	P270-0816 M45	1	166	972	-372,4	Ikke oppløft	1458	529	0,70	ok	ok	
4	P270-0816 M45	1	166	972	62,6	Ikke oppløft	1458	529	0,45	ok	ok	
5	P270-0816 M45	1	166	972	62,6	Ikke oppløft	1458	529	0,45	ok	ok	
6	P270-0816 M45	1	170	972	63,7	Ikke oppløft	1458	529	0,46	ok	ok	
7	P345-0820 M45	1	190	1242	-449,4	Ikke oppløft	2418	928	0,48	ok	ok	
8	P270-0816 M45	1	169	972	147,8	Ikke oppløft	1458	529	0,12	ok	ok	
9	P270-0816 M45	1	169	972	-464,2	Ikke oppløft	1458	529	0,88	ok	ok	
10	P270-0816 M45	1	169	972	147,8	Ikke oppløft	1458	529	0,12	ok	ok	
11	P345-0820 M45	1	188	1242	75,9	Ikke oppløft	2418	928	0,63	ok	ok	
12	P270-0816 M45	1	169	972	147,8	Ikke oppløft	1458	529	0,12	ok	ok	
13	P270-0816 M45	1	169	972	147,8	Ikke oppløft	1458	529	0,12	ok	ok	
14	P270-0816 M45	1	169	972	147,8	Ikke oppløft	1458	529	0,12	ok	ok	
15	P270-0816 M45	1	171	972	-291,5	Ikke oppløft	1458	529	0,55	ok	ok	
16	P270-0816 M45	1	170	972	63,7	Ikke oppløft	1458	529	0,46	ok	ok	
17	P270-0816 M45	1	166	972	-372,4	Ikke oppløft	1458	529	0,70	ok	ok	
18	P270-0816 M45	1	170	972	66,7	Ikke oppløft	1458	529	0,45	ok	ok	
19	P270-0816 M45	1	166	972	62,6	Ikke oppløft	1458	529	0,45	ok	ok	
20	P270-0816 M45	1	166	972	62,6	Ikke oppløft	1458	529	0,45	ok	ok	
21	P270-0816 M45	1	166	972	53,4	Ikke oppløft	1458	529	0,24	ok	ok	
22	P345-0820 M45	1	185	1242	-184,2	Ikke oppløft	2418	928	0,82	ok	ok	
23	P270-0816 M45	3	434	2916	-9,7	Ikke oppløft	4374	1587	0,89	ok	ok	
Antall peler:		25										

9.3.1 Resultater fra statiske beregninger

Resultater fra lastberegningene for fundamentlaster er gitt i tabellen over (Tabell 17). Ut fra beregnede fundamentlaster (Tabell 10) kommer det fram at de fleste fundamentene vil klare seg med en pel både med tanke på strekk og på trykk. Siden prefabrikkerte peler produsert i Norge ikke er forspent, er det derfor valgt å kun benytte slakkarmerte peler. En mer detaljert forklaring av Tabell 17 for dimensjonering av peler er gjennomført i vedlegg 3.

Den sammenhengende randbjelken fungerer også som pelehode for alle fundamenter utenom fundament for søyle nummer 23. Dette fundamentet krever tre peler av P270 og står derfor på et tre-pels hode. Pelehoder er dimensjonert i vedlegg 4.

9.3.2 Ulike fundamentløsninger for peler

Om man ender opp med å benytte seg av én pel per fundament, må man sørge for å sikre stabilitet i begge retninger ved hjelp av andre hjelpemidler. Det er krevende å sette pelen i sin nøyaktig planlagte posisjon, både på grunn av menneskelige unøyaktigheter og av grunnforholdene. Man bør derfor alltid regne med at eksentrisiteter kan forekomme. Stabiliteten er derfor viktig å sikres i alle retninger, dette kan gjøres på tre måter.

En pel per fundament:

Ved bruk av én pel per fundament, må stabilitet sikres i begge veier ved hjelp av enten en «betong-randbjelke» langs byggets fire rander, og et betonggulv for bygget som festes ovenpå randbjelken. Løsningen kan likevel ha utfordringer ved eventuelle setningsskader som oppstår. Ved større riss i betonggulvet, kan disse forplante seg ut til betongbjelken. Dette kan medføre en stor jobb for å utbedre feilen, sammenlignet med om betonggulvet ligger fritt på bakken. En lignende løsning er derfor å legge to betongbjelker i kryss med krysningspunkt i midten av bygget. For denne løsningen kreves store, kraftige bjelker, siden avstandene er såpass store, og eventuelle setninger kan føre til store riss.

Tabell 18:

Estimat pris og CO2E 1 pel per fundament (vedlegg 6)

Estimat pris og co2 ekvivalent 1 pel per fundament				
Totalpris for P270 per meter	m	kr	1 158,00	44,28 CO2E kg
Lengde	m		15	
Antall peler pr. fundament			1	
Antall fundamenter			23	
Omkrets rundt bygget	m		188,00	
Totalt betongvolum for "bjelkekryss" b/h = 800/1200 mm	m3		180,48	
Totalt ekstra betongvolum for betonggulv t = 100 mm*	m3		432,00	
Totalt ekstra betongvolum for randbjelke 600/800**	m3		90,24	
Prosentvis andel ekstra armering for bjelke/gulv***			30,00 %	
Totalt antall peler=	stk		25	
Prisestimat Pelefundament med "bjelkekryss"		kr	1 921 322,68	
Prisestimat Pelefundament med ekstra betonggulv		kr	2 437 061,56	
Utslippsestimat Pelefundament med "bjelkekryss"			78,91	CO2E tonn
Utslippsestimat Pelefundament med ekstra betonggulv			115,60	CO2E tonn

To peler per fundament:

Hvis det benyttes to peler per fundament, vil stabiliteten sikres i en retning ved hjelp av peler, og i andre retningen ved hjelp av en sammenhengende randbjelke rundt hele bygget. Bjelken har mål på 800 x 1200 mm og er dimensjonert i vedlegg 4. Ulempen med denne løsningen er større vanskeligheter med å holde igjen løftekrefter. Geotekniker har som ansvar å bekrefte at friksjon mellom betong og omliggende masser er tilstrekkelig stor (Den norske Pelekomite, 2019), noe som det i denne fiktive casen er bekreftet. Prefabrikkerte betongpelers strekkapasitet er oppgitt i Tabell 17. For å sikre en tilstrekkelig lav løftekraft må derfor randbjelken og pelens egenvekt være tilstrekkelig stor for å ha nok egenvekt.

Tabell 19:

Estimat pris og CO2E 2 pel per fundament (vedlegg 6)

Estimat pris og co2 ekvivalent 2 pel per fundament					
Totalpris for P270 per meter		kr	1 158,00	44,28	CO2E kg
Lengde	m		15		
Antall peler pr. fundament			2		
Antall fundamenter			23		
Omkrets rundt bygget	m		188,00		
Totalt ekstra betongvolum for randbjelke 600/800**	m3		90,24		
Prosentvis andel ekstra armering for bjelke			30,00 %		
Totalt antall peler=	stk		47		
Prisestimat 2 peler per fundament			kr 1 805 293,56		
Utslippsestimat 2 peler per fundament			68,00		CO2E tonn

Tre peler per fundament:

Det siste alternativet er å bruke tre peler per fundament. På denne måten unngår man en kraftig randbjelke, og betonggulvet kan ligge fritt uten å måtte ta ekstra krefter. Ulempen med denne løsningen er både kostnadene og CO₂-utslippet det vil medføre. Selv om en randbjelke mellom alle søyleføtter ikke i prinsippet behøves for sikring av stabilitet lenger, må det

uansett anlegges en mindre ringmur. Det vil naturligvis da benyttes en mindre mengde betong, men det vil likevel ikke veie opp for de ekstra kostnadene for nok en pel per søyle.

Det er verdt å merke seg at om det hadde vært behov for lengre peler, vil resultatene fra de tre ulike alternativene kunne endre seg, og et annet alternativ kan bli mest gunstig i forhold til rapportens case.

Tabell 20:

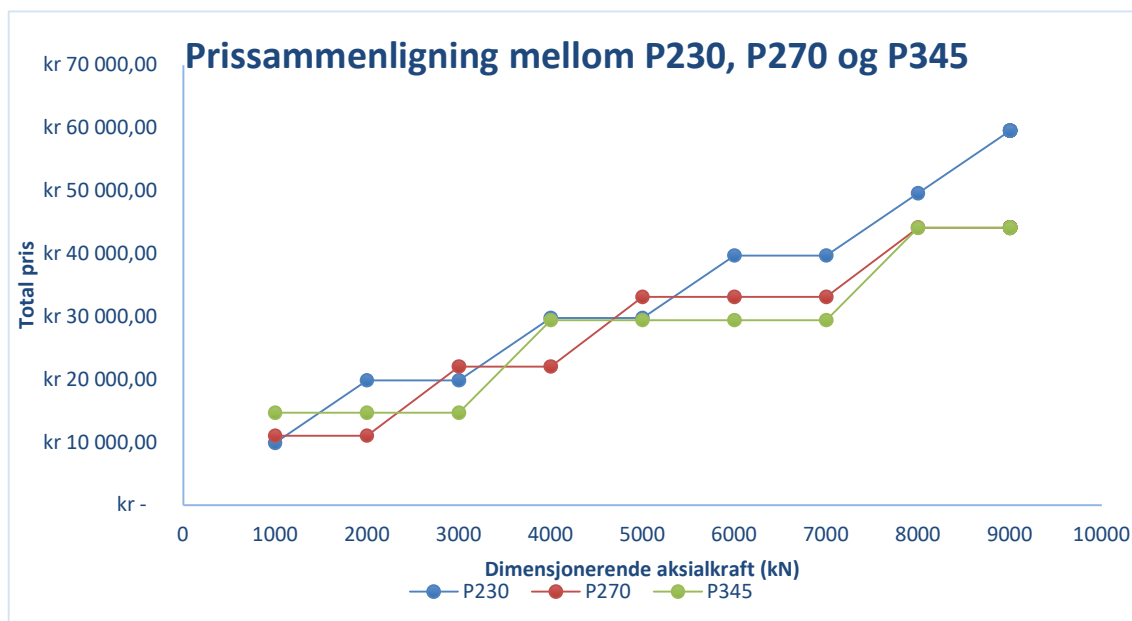
Estimat pris og CO2E 3 pel per fundament (vedlegg 6)

Estimat pris og co2 ekvivalent 3 pel per fundament					
Totalpris for P270 per meter	m	kr	1 158,00	44,28	CO2E kg
Lengde	m		15		
Antall peler pr. fundament			3		
Antall fundamenter			23		
Totalt antall peler=	stk		69		
Prisestimat Pelefundament			kr 2 202 833,00		
Utslippestimat Pelefundamenter			81,36		CO2E tonn

9.3.3 Økonomi

En av de viktigste faktorene når det kommer til pris, er pelens størrelse. Normalt vil det lønne seg å bruke så kraftige peler som mulig kontra flere med en mindre størrelse. På denne måten vil transportbehovet minke, plassbehovet for peler ved lagring på byggeplass vil gå ned og færre peler trengs å slås i bakken.

Det er likevel naturlig at en større etterspørsel gir lavere pris. Den mest brukte peletypen er P270 og koster ifølge Norsk prisbok, 736 kroner per meter, mens P345 koster 981 kroner per meter. Den minste dimensjonen av de tre vanligste koster marginalt mindre enn en P270, omtrent 10% mindre.



Figur 24: Prissammenligning mellom P230, P270 og P345 (Personlig kommunikasjon)

Grafen ovenfor (Figur 24) viser sammenhengen mellom påført aksialkraft (horisontalt) og total pris for 15 meter lange peler. Den totale prisen tar hensyn til antall peler som kreves for å ta den påførte aksialkraften, prisen er kun for selve pelen og tar ikke hensyn til skjøter, pelespisser og lignende. Det fremkommer av grafen at den pelen med størst dimensjon oftest gir billigst pris isolert sett. Ut fra lastberegningene i Tabell 17:, er største trykkraft fra søyle på i underkant av 2000 kN. Ut fra dette kan man se at P270 vil gi det billigste alternativet. Derfor brukes peletype P270 for de fleste fundamenter i rapportens case.

Samtidig som det blir billigere med samme type pel for de fleste fundamenter, vil dette også gjøre det enklere for montering. Faren for å slå ned feil pel minskes og eventuelle reguleringer av rammemaskin unngås.

Ut fra beregninger av pris for ulike peleløsninger med tanke på stabilitet i kapittel 9.3.2 kommer det fram at det vil lønne seg med to peler per fundament, med en randbjelke rundt (se Tabell 19). En slik løsning vil koste omtrent 1,8 millioner kroner.

Man er i tillegg nødt til å se på prisen for masseutskifting. Selv om peler ikke krever masseutskifting ned til bærende masser, må det likevel graves en viss dybde for pelehoder og betonggulv til hallen. I Tabell 21 er det gjort et prisanslag for masseutskifting for konstruksjonen der en gjennomsnittlig gravedybde er satt til 1 meter. Det må naturligvis graves noe dypere ved pelehodene, men dette vil veies opp med kortere gravedybde under hallens betonggulv. Prisen for dette havner på omtrent 1,3 millioner kroner.

Tabell 21:

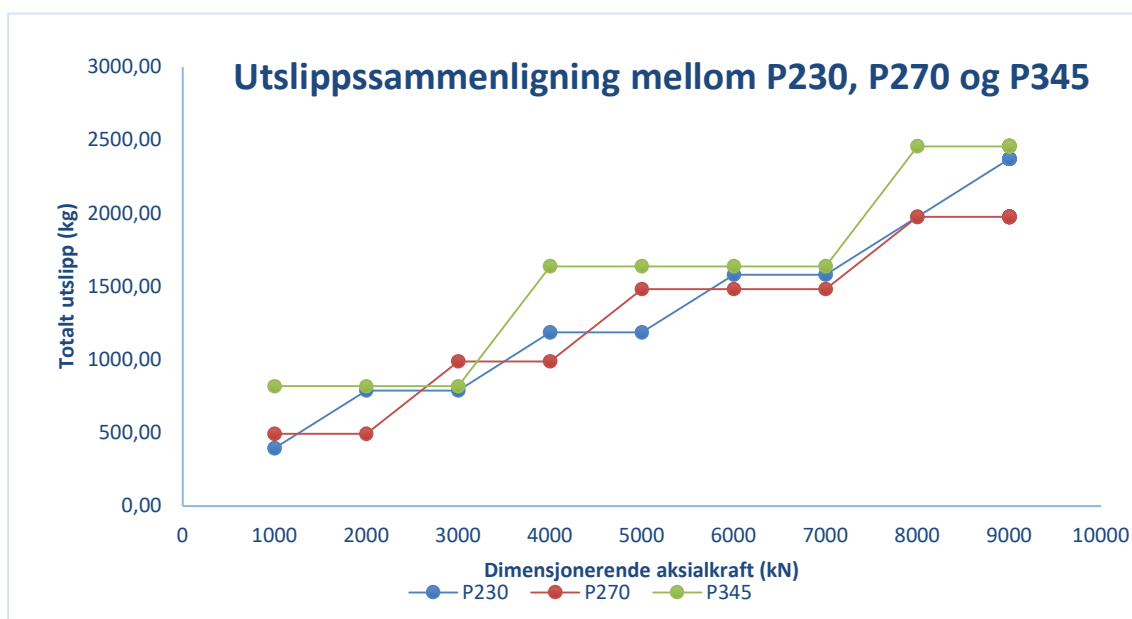
Estimat pris utskifting masse pelefundament (Personlig kommunikasjon)

Estimat pris utskifting masse pelefundament			
Utrekning m3:			
Lengde	<input type="text" value="56"/>	Meter	<input type="text"/> Input
Bredde	<input type="text" value="42"/>	Meter	
Dybde	<input type="text" value="1"/>	Meter	<input type="text"/> Svar
Total m3	2352	m3	
Utgraving/opplasting/bortkjøring/sprengstein/tilkjøring/utlegging		Enhet m3	Enhetspris <input type="text" value="kr 560,00"/>
Totalpris utskifting masser			<input type="text" value="kr 1 317 120,00"/>

Den totale prisen av både masseutskifting og fundamentering med peler vil dermed for det mest økonomiske alternativet komme på omtrent 3,1 millioner kroner.

9.3.4 Klimagassutslipp

Pelens ulike størrelser har naturligvis ulik kapasitet og ulikt totalt utslipp. Isolert sett har en P270 et utslipp på omtrent 32,95 kg CO₂-ekvivalenter per meter for produksjon og levering, mens en P345 har et utslipp på 54,64 kg CO₂-ekvivalenter per meter. Det lønner seg derfor normalt å benytte så kraftige peler som mulig for å holde antallet peler nede. Likevel bør man veie dette opp mot nødvendig total kapasitet per fundament. Om lastene krever et fundament der enten tre P270, eller to P345 kreves, kan det avhengig av opptredende aksialkraft noen ganger lønne seg med flere peler av mindre dimensjon. En sammenligning av CO₂-utslipp avhengig av opptredende aksialkraft på fundamentet er gjort i Figur 25 på samme måte som prissammenhengen i kapittel 9.3.3. Det er likevel verdt å tenke på stabilitetsforhold.



Figur 25: Utslippssammenligning mellom P230, P270 og P345 (Personlig kommunikasjon)

Ut fra beregninger av CO₂-utslipp for de ulike peleløsningene i kapittel 9.3.2, kommer det i likhet med den økonomiske analysen fram at det vil lønne seg med to peler per fundament, med en randbjelke rund (se Tabell 19:). Denne løsningen vil ha et utslipp på omtrent 68 tonn CO₂-ekvivalenter, noe som gir en besparelse på 10 tonn sammenlignet med det nest mest utslippsvennlige alternativet.

I tillegg til utslipp fra pelar, har også masseutskiftingen et betydelig utslipp. For å skifte ut masser i en dybde ned til 2 meter, vil omtrent 49 tonn CO₂-ekvivalenter slippes ut.

Tabell 22:

Estimat CO₂E utskifting masse pelefundament (vedlegg 7)

Estimat CO ₂ E utskifting masse pelefundament			
Utregning m³:			
Lengde	56	Meter	<input type="text"/> Input
Bredde	42	Meter	
Dybde	1	Meter	<input type="text"/> Svar
Total m³	2352	m³	
Utgraving/opplasting/bortkjøring/sprengstein/tilkjøring/utlegging	10,37		Enhet CO ₂ E kg
Total utslipp utskifting masse	24,39		CO ₂ E tonn

Et totalt utslipp fra masseutskifting og alle aspekter ved fundamentering av pelar kan dermed summeres sammen til 92,39 tonn CO₂-ekvivalenter.

9.3.5 HMS

I forbindelse med pelefundamentløsninger kreves det normalt mye stort utstyr som vil påvirke aktiviteten på byggeplassen. Det må opprettholdes en minimum sikkerhetsavstand fra senter peleutstyr/rigg og ut til nærmeste naboaktivitet/-konstruksjon, regnet som en sektor (Den norske Pelekomite, 2019). Dette er et operativt tiltak for risikomomenter som fallende gjenstander fra maskiner, klemfare og utblåsing fra borerigger. I henhold til «Peleveiledningen 2019» er minimumsavstanden 25 meter, men på den praktiske bygg- og anleggsplassen gjøres det ofte unntak for denne regelen.

Støy generert fra pelearbeid kan forårsake helseproblemer og mennesker i nærheten av byggeplassen, kan utsettes for ubehag. Lokale forskrifter med utspring fra Arbeidsmiljøloven for Gjøvik kommune om begrensnig av støy, må hensyntas. Normalt sett, gis dispensasjon fra støyforskrifter med bruk av standard maskiner, men bydelsoverlege eller

kommuneoverlege pålegger normale arbeidstidsbegrensninger avhengig av avstand til naboer og type bymiljø (Den norske Pelekomite, 2019).

Pelevedledningen presiserer noen generelle risikomomenter, samt operative tiltak ved pelearbeid. Som nevnt, når det gjelder samtidighet til andre byggeplassaktiviteter blir følgende risikomomenter presisert: fallende gjenstander og klemfare. Utover krav til minimum sikkerhetsavstand, kan et operativt tiltak være et morgenmøte med alle aktører på byggeplassen. Dagens arbeidsoperasjoner, løfteoperasjoner, løfteruter og samtidige arbeider gjennomgås. Dette vil bidra til forbedret orientering på byggeplassen. Dokumentering av plan for dagen gjennomføres med påtegninger på riggplan. Maskinførerens aktsomhet er viktig for å klargjøre at personell ikke er innenfor riggens risikovurderte sikkerhetsavstand. Ved behov skal områder avsperrers. Avslutningsvis, gjennomgås operative tiltak i forbindelse med anhuking, sikring ved heising av peleelementer og sikring av slangekoplinger (Den norske Pelekomite, 2019).

I likhet med plasstøpte punktfundamenter, er det også for pelefundamenter utarbeidet en forenklet risikovurdering gitt i Tabell 23.

Tabell 23:

Risikovurdering for prefabrikkerte betongpeler (Personlig kommunikasjon)

Risikovurdering: Prefabrikkerte betongpeler						
Aktivitet	Uønsket hendelse	Konsekvens	Sannsynlighet	Produkt	Risiko	Risikoreduserende tiltak
Graving av masser	Utgledning / skred	4	3	12	M	Graving etter anvisning fra geotekniker
Transport av masser	Veitrafikkulykker	4	2	8	M	Skilting av anleggsområde
Transport av masser	Støy/støv fra lastebiler og maskiner	1	2	2	L	Arbeid utføres på vinteren
Utlegging av masser	Utgledning / skred	4	3	12	M	Utlegging etter anvisning fra geotekniker
Utlegging av masser	Forurensning av miljø	2	2	4	M	Utleggingen utføres med forsiktighet
Forflytning på dårlig grunn	Personer kan synke i gjørme	3	2	6	M	Sikring av graveskråninger, utpumping av vann i gravegrop
Forflytning på dårlig grunn	Utgledning / skred	2	3	6	M	Utlegging av tilstrekkelig bærelag
Utlegging av armering	Fall mot ender av armeringsjern	4	4	16	H	"HMS-bøy" på armeringens ender
Utlegging av armering	Feilplassering av armering	3	2	6	L	Oversiktlige arbeidstegninger
Utlegging av betong	Etseskader på hud	3	4	12	M	Riktig beskyttelsesutstyr
Utlegging av betong	Overbelastning av forskaling	2	1	2	L	Kontroll av gjennomførelse
Kontroll av betongkvalitet	For dårlig betongkvalitet	4	2	8	M	Gode rutiner for kontrollering
Kroppsløft av tungt utstyr	Belastningsskader	2	4	8	M	Opplæring i riktig løfteteknikk
Sprengningsarbeid	Udetonert salve	3	2	6	M	Gjennomføres kun av autorisert personell
Sprengningsarbeid	Uønsket spredning av stein	4	3	12	H	Tilstrekkelig tildekning av masser og avsperring av område
Adkomst til byggeplass	Opphold på feil område uten verneutstyr	2	3	6	M	Skilting av anleggsområde
Kjøring på anleggs plass	Kollisjon	5	2	10	M	Skilting av anleggsområde
Sveisning	Lungesykdommer fra sveiserøyk	4	1	4	L	God ventilasjon
Sveisning	Brannskader	3	2	6	M	Beskyttelsesutstyr
Lossing av materiell	Fallende gjenstander	5	3	15	H	Benyttede definerte lossingsområder
Lagring av peler	Kollisjon pga. uoversiktlige områder	4	3	12	H	Lagring på oversiktlige områder, med lite trafikk
Bruk av pelerigg	Fallende gjenstander	5	1	5	M	Sette en sikkerhetsone rundt maskin
Bruk av pelerigg	Manglende avsperringer	3	4	12	H	Rutiner for kontroll
Bruk av pelerigg	Manglende bruk av sikkerhetsutstyr	4	5	20	H	Rutiner for kontroll
Bruk av pelerigg	Støy fra ramming	1	5	5	M	Hørselsvern og ramming
Bruk av pelerigg	Skadelige vibrasjoner på nabobygg og grunn	3	3	9	M	Kraft per slag anbefales fra geotekniker
Bruk av pelerigg	Oljelekkasje fra maskin	1	2	2	L	Regelmessig service av maskin
Bruk av pelerigg	Heisewire ryker	4	2	8	M	Regelmessig sjekk av wire før bruk
Montasje/demontasje av pelerigg	Truffet av maskin og deler under montasje	4	2	8	M	Sikre
Montasje/demontasje av pelerigg	Fallulykker	3	3	9	M	Sikkerhetsutstyr
Montasje/demontasje av pelerigg	Fallende gjenstander	5	2	10	M	Gjennomføres kun av autorisert personell
Forflytning av tyngre maskiner	Påkørsel av personer	3	4	12	M	Sikkerhetsavstander etableres

10 Diskusjon og analyse

10.1 Økonomi



Figur 26: Prissammenligning for pele- og punktfundament (Personlig kommunikasjon)

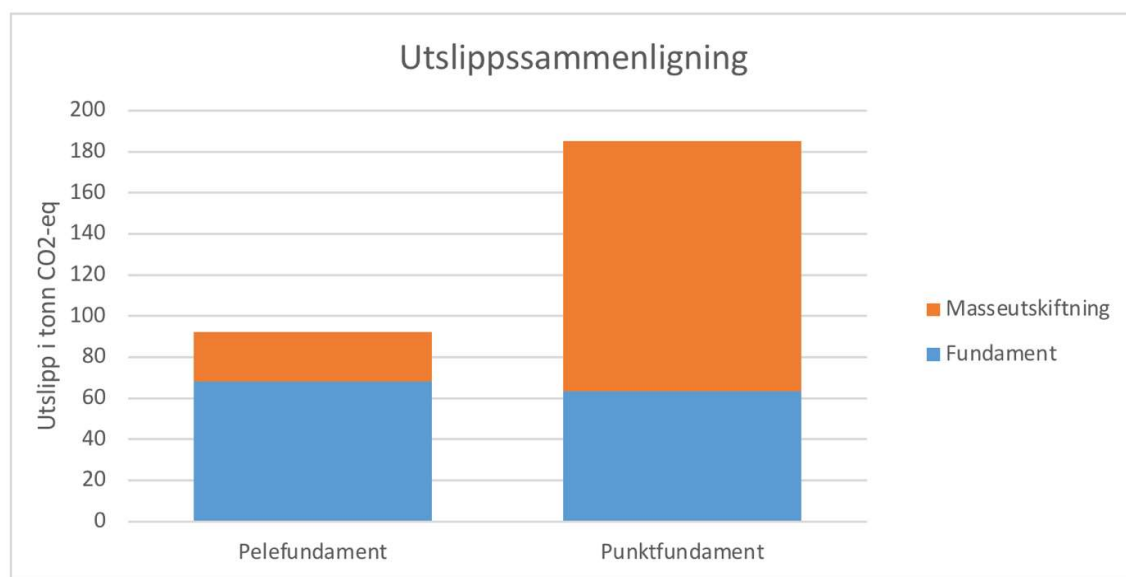
Kostnad er i dag et av de største temaene når man skal bygge nytt. Det å kunne bruke riktige løsninger er viktig for å få en kostnadseffektiv løsning. Når kostnader skal sammenlignes mellom punktfundamenter og pelefundamenter er det flere viktige faktorer som faller inn. Grunnforhold og materialbruk er to vesentlige punkter.

I denne casen fører de dårlige massene til at det må gjøres store masseutskiftninger for å kunne bruke punktfundamenter. Hvis man velger pelefundamenter som slås ned til fjell trengs det ikke å skiftes ut like mye masser. De eneste massene man må skifte ut er under betonggulv for avretting og rundt pelehoder. For utskifting av masser med en dybde på 1 meter ned, tilsvarer dette omtrent 2 352 m³ (Tabell 21). Skal man derimot brukte punktfundamenter må man skifte ut i en dybde på 5 meter, altså 11 760 m³ (Tabell 15). Totalt vil masseutskiftingen dermed koste omtrent 1,3 millioner kroner for pelefundamenter (Tabell 21), og om lag 6,6 millioner kroner for punktfundamenter (Tabell 13). Det er kostbart å bytte ut så store mengder masser. Ved valg av pelefundamenter kan man spare opp mot 5,3 millioner kroner sammenlignet å velge punktfundament som løsning kun for masseutskiftingen.

Ved å se på kostnadene for selve fundamentene kan man se fra Tabell 19 at kostnaden for pelefundamenter havner på omtrentlig 1,8 millioner kroner. Ser man derimot på punktfundamenter havner totalprisen på rundt 1,3 millioner kroner (Tabell 12). Ved å sammenligne de to fundamenttypene sett bort fra utskifting av masser, vil punktfundamenter ha en total kostnad på rundt en halv million kroner mindre enn pelefundamenter.

Ser man samlet på kostnadene kan man i denne casen se at det i stor grad lønner seg å velge pelefundamenter. Med en total kostnad på 3,1 millioner kroner for pelefundament blir det en besparelse på omkring 4,8 millioner kroner sammenlignet med bruk av punktfundamenter som løsning. Grunnforholdene har en stor innvirkning på kostnaden, og ved andre grunnforhold kunne derfor resultatet blitt annerledes. Ser man på casen med et økonomisk perspektiv, er pelefundamenter det gunstigste valget med tanke på kostnader.

10.2 Klimagassutslipp



Figur 27: Utslippssammenligning for pele- og punktfundament (Personlig kommunikasjon)

For å bidra til å nå bærekraftsmålene satt av FN, er det viktig å se på klimagassutslipp fra valg av fundamenteringsløsning. For å bidra til dette er det viktig å ha en forståelse for hvordan valget påvirker klimaet.

Klimagassutslipp blir sammenlignet ved bruk av CO₂-ekvivalenter hentet fra nyeste versjonen av Norsk Prisbok. En CO₂-ekvivalent er den mest normale måleenheten for alle klimagasser, og blir brukt ved å omregne de forskjellige klimagassutslippene til CO₂-verdier (KLP, u.å.).

Ser man på utslippene fra masseutskiftingen kan man se at ved å benytte punktfundamenter må man bytte ut omtrent 11 760 kubikkmeter med masser, som vil utgjøre et utslipp på ca. 122 tonn CO₂-ekvivalenter. Ser man derimot på pelefundamenter vil masseutskifting av rundt 2 350 kubikkmeter utgjøre et utslipp på anslagsvis 25 tonn CO₂-ekvivalenter. Ved valg av pelefundamenter vil man ved masseutskifting ha et utslipp på rundt 97 tonn CO₂-ekvivalenter mindre enn hva man har ved punktfundamenter.

Utslipp som er knyttet til selve fundamentene isolert sett, er for punktfundamenter beregnet til 63 tonn CO₂-ekvivalenter, mens for pelefundamenter beregnet til rundt 81 tonn.

Sammenligner man disse kommer det frem at det slippes ut 18 tonn mindre ved valg av punktfundamenter ovenfor pelefundamenter.

For det totale utslippet kan man se at utskifting av masser har en stor innvirkning. I denne casen vil man ved valg av pelefundamenter slippe ut 79 tonn mindre enn hva man hadde gjort ved valg av punktfundamenter. Ser man på casen med et miljøperspektiv er peler det mest miljøvennlige valget.

10.3 HMS

Helse, miljø og sikkerhet (HMS) er en viktig faktor i alle byggeprosjekter som anses som viktig å vurdere for ethvert byggeprosjekt. Både plasstøp av punktfundamenter og prefabrikkerte betongpeler har fordeler og ulemper når det gjelder HMS.

Ved plasstøp må store mengder masser graves og transporteres bort fra byggeplass. I forbindelse med dette kan både fallulykker i gravegrøp, kollisjoner mellom kjøretøy, og utglidning av masser oppstå. Dette er faktorer som også naturligvis er til stede ved bruk av prefabrikkerte peler, siden også denne løsningen krever utskifting av masser. Masseutskifting foregår likevel i en mye mindre grad for peler. Her er det kun nødvendig å skifte ut øvre sjikt av grunnen for avretting til betonggulv og rundt for pelehoder. For peler vil det derfor ikke graves såpass dypt at det fører til fare for utglidning av masser og fallulykker. Det vil også bli færre lastebillass for bortkjøring av masser og tilkjøring av nye ved bruk av peler, som fører til mindre trafikk på byggeplass.

Avhengig av fundamenteringsløsning, vil det i ulik grad måtte gjennomføres tyngre løft med maskin. Fare for at gjenstander løsner eller at personer kan klemmes mellom tunge elementer

er noe som må tas hensyn til. For plasstøpte fundamenter, leveres som regel betong med pumpebil, eventuelt med tobb. Sammenlignet med fundamentering med peler, foreligger det mindre risiko i forhold til løft for plasstøp. Hver enkelt pel må losses av lastebil ved hjelp av kran. Deretter må peler heises fra midlertidig lagringsplass til endelig plassering hvor pelen slås ned med en rammemaskin. Dette fører til mange løfteoperasjoner og en større sannsynlighet for uønskede hendelser.

I tillegg til at fundamentering med peler krever flere tunge løft, kreves det også større plass. Peler er lange og tar opp mye plass, noe som kan føre til en mindre oversiktlig arbeidsplass. Dermed øker faren for kollisjoner mellom kjøretøy, grunnet mindre plass å bevege seg på. I tillegg kreves det store sikkerhetsavstander ved ramming av peler sammenlignet med plasstøp og fører derfor til enda mindre plass for annet arbeid samtidig.

Felles for begge løsningene er at det kreves støping av betong på byggeplass. Mens det for punktfundamenter må støpes i større grad enn for peler, behøves det som oftest også å støpe pelehoder og tilhørende bjelker på plass. Man kan derfor anta at farer knyttet til utstøping av betong er omtrent like store for begge løsningene.

De to fundamenteringsløsningene har forskjellige utfordringer knyttet til HMS. Det er ikke enkelt å rangere en løsning bedre enn den andre. Mens betongpeler krever mange tunge løft som fører til klemfare og fallende gjenstander, har punktfundamenter større utfordringer knyttet til masseutskifting hvor masser kan rase ut og personer kan falle i gravehull.

11 Konklusjon

11.1 Valg av fundamenteringsløsning

Gjennom denne rapporten er det sammenlignet to fundamenteringsløsninger; plasstøpte punktfundamenter og prefabrikkerte betongpeler. Disse to løsningene er sammenlignet med tanke på økonomi, klimagassutslipp og HMS, for en fiktiv case. Casen som danner grunnlag for beregninger er en fiktiv hallkonstruksjon plassert på Gjøvik, utsatt for både trykk- og strekkrefter. Konstruksjonen skal bygges på grunn med stabilitetsutfordringer. Det er derfor gjennomført en vurdering om det er best egnet å utføre store masseutskiftinger for å kunne benytte seg av punktfundamenter, eller slå ned peler.

Fra et økonomisk og klimabasert perspektiv, kommer det frem at fundamentering på peler er mest gunstig. Mens fundamentering med punktfundamenter gir en pris på 7,9 millioner kroner, og et CO₂- utslipp på 185 tonn, ligger verdiene for pelefundamenter mye lavere, til henholdsvis 3,1 millioner kroner og 92 tonn CO₂. Det er derimot masseutskifting som er den dominerende faktoren både med tanke på pris, og utslipp. Sett bort ifra masseutskifting kommer faktisk plasstøpte punktfundamenter bedre ut enn prefabrikkerte betongpeler.

Basert på de vurderte faktorer kan det konkluderes med at fundamentering på peler er det gunstigste alternativet for rapportens case, både med tanke på økonomi og klimagassutslipp. For HMS er det ikke like enkelt å fatte en god konklusjon for hvilket alternativ som er best, siden fundamentløsningene har ulike utfordringer knyttet til ulike aktiviteter på arbeidsplass. Totalt sett kan man derfor si at HMS ikke blir styrende for valget, og fundamentering med peler vil bli den beste løsningen.

11.2 Forslag til videre arbeid

For å gjøre et grundigere valg av fundament, kan det lønne seg å trekke inn peler av stål og friksjonspeler som alternativer. Undersøkelser knyttet til utslipp fra jord ved masseutskifting bør også ses nærmere på, da dette ikke er tatt med i utslippsberegningene. For å få en mer generell kunnskap for valg av fundamentløsning kan det være aktuelt å sammenligne løsninger på et mer generelt nivå, hvor ulike dybder til fjell, ulike grunnforhold og ulike

lastforhold undersøkes. Et mer kvalifisert valg av fundamenttype basert på HMS kan også være aktuelt å se nærmere på.

Litteraturliste

Apple Maps, 2023. *Plassering av konstruksjon*. [Internett]

Available at:

<https://maps.apple.com/?ll=60.795052,10.591222&q=N%C3%A5lens%20plassering&t=h>
[Funnet 27 April 2023].

Arbeidsmiljøloven, 2006. *Plikt for arbeidsgiver til å gjennomgå opplæring i helse-, miljø- og sikkerhetsarbeid*. [Internett]

Available at: <https://www.arbeidstilsynet.no/regelverk/lover/arbeidsmiljolooven/3/3-5/>

[Funnet 9 April 2023].

Arbeidstilsynet, 2017. *Internkontrollforskriften*. [Internett]

Available at: <https://ndla.no/nb/subject:1:792414c5-896f-470a-9558-6101d7266237/topic:1:81f107a9-4c52-4110-8f8a-e1bf89114097/topic:1:c5871a99-2a93-4d7e-8665-3379bd68efbe/resource:1:152544>

[Funnet 8 April 2023].

Arbeidstilsynet, u.å.. *Byggherreforskriften*. [Internett]

Available at: <https://www.arbeidstilsynet.no/hms/hms-i-bygg-og-anlegg/byggherreforskriften/>

[Funnet 12 April 2023].

Arbeidstilsynet, u.å.. *HMS i bygg og anlegg*. [Internett]

Available at: <https://www.arbeidstilsynet.no/hms/hms-i-bygg-og-anlegg/>

[Funnet 14 April 2023].

Arbeidstilsynet, u.å.. *HMS-kort*. [Internett]

Available at: <https://www.arbeidstilsynet.no/hms/hms-kort/>

[Funnet 12 April 2023].

Below ground, u.å.. *Below ground*. [Internett]

Available at: <https://www.belowground.co.uk/news/218-the-history-of-pile-foundation>

[Funnet 20 Mars 2023].

Benjaminsen, C., 2012. *Forskning*. [Internett]

Available at: <https://forskning.no/forensning-bygningsmaterialer-partner/utnyttet-ressurs-blir-miljobetong/721687>

[Funnet 30 April 2023].

Bentley, u.å.. *Pedestal Theory*. [Internett]

Available at:

<https://docs.bentley.com/LiveContent/web/STAAD%20Foundation%20Advanced%20Help->

[v18/en/GUID-AF5B6C99-B7D3-4B68-B7E3-8109F11FFCFE.html](https://www.funnnet.no/en/GUID-AF5B6C99-B7D3-4B68-B7E3-8109F11FFCFE.html)

[Funnnet 3 Mars 2023].

Betong Norge, u.å.. *Betong Norge*. [Internett]

Available at: <https://www.betong.no/fakta-om-betong/>

[Funnnet 3 April 2023].

Betongsentrum, u.å. *Betongsentrum*. [Internett]

Available at: <https://www.betongsentrum.no/wp-content/uploads/2020/11/Trykktest-Terning.jpg>

[Funnnet 1 April 2023].

Bogusz, W., 2016. *Ultimate Limit State Design of Spread Foundations in The Case of Uplift*, Warszawa: Department of Geotechnics and Foundation, Building Research Institute.

Britannica, u.å.. *Britannica*. [Internett]

Available at: <https://www.britannica.com/technology/concrete-building-material>

[Funnnet 3 april 2023].

Bye, E., 2022. *Tungt*. [Internett]

Available at:

https://www.tungt.no/article/view/827770/fra_melkekyr_til_pumpebil_det_var_litt_armet_og_bein_i_starten

[Funnnet 25 Mars 2023].

Chan, D., u.å.. *SHALLOW FOUNDATIONS*, Edmonton: Department of Civil and Environmental Engineering, The University of Alberta.

Chu, V., 2010. What is the purpose of pedestals. I: *A Self-Learning Manual: Mastering Different Fields of Civil Engineering Works (VC-G&A Method)*. s.l.:s.n., pp. 398-400.

Curtin, W. G. et al., 2006. Foundation types. I: B. Publishing, red. *Structural Foundation Designers' Manual*. Malden: Graphicraft Limited, pp. 9-10.

Den norske Pelekomié, 2019. Valg av peler. I: *Peleveiledningen 2019*. s.l.:Norsk Geoteknisk forening, pp. 54-71.

Den norske Pelekomite, 2019. Generelt grunnlag. I: *Peleveiledningen 2019*. s.l.:Norsk Geoteknisk forening, pp. 12-43.

Den norske Pelekomite, 2019. PELER OG SHA (SIKKERHET, HELSE OG ARBEIDSMILJØ). I: *Peleveiledningen 2019*. s.l.:Norsk Geoteknisk Forening, pp. 18-20.

Den norske Pelekomité, 2019. Rammede betongpeler. I: *Peleveiledningen 2019*. s.l.:Norsk geoteknisk forening, pp. 172-191.

Designing Buildings The Construction Wiki, 2022. *Designing Buildings The Construction Wiki*. [Internett]

Available at: https://www.designingbuildings.co.uk/wiki/Pile_cap
[Funnet 8 Mai 2023].

EcoOnline, u.å. *Internkontrollforskriften / HMS-forskriften*. [Internett]
Available at: <https://www.ecoonline.no/internkontrollforskriften>
[Funnet 14 April 2023].

Engevik, A., 2018. *Megalittiske konstruksjoner*. [Internett]
Available at: https://snl.no/megalittiske_monumenter
[Funnet 24 April 2023].

Fallsen, H., 2011. *BYGG2251 Konstruksjonslære (2021 Høst)*. [Internett]
Available at: https://ntnu.blackboard.com/ultra/courses/_32545_1/cl/outline
[Funnet 19 April 2023].

Fallsen, H., 2017. *Leksjon 9 - FUNDAMENTER*. [Internett]
Available at: https://ntnu.blackboard.com/ultra/courses/_31253_1/cl/outline
[Funnet 22 April 2023].

Fallsen, H., u.å.. *Pelefundamenter*, s.l.: s.n.

Fellenius, B., 2015. *Basics of Foundation Design*. 1 red. Sidney, British Columbia: Fellenius.

FN-sambandet, 2023. *FN-sambandet*. [Internett]
Available at: <https://www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal/stoppe-klimaendringene>
[Funnet 4 April 2023].

FN-sambandet, 2023. *FN-sambandet*. [Internett]
Available at: <https://www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal/ansvarlig-forbruk-og-produksjon>
[Funnet 4 April 2023].

Focus, u.å.. *Focus*. [Internett]
Available at: <https://www.focus.no/produkter/ove-sletten/>
[Funnet 1 5 2023].

Gamallo, A. M. G., 2003. *The evolution of traditional types of building foundation*. [Internett]
Available at: http://www.sedhc.es/biblioteca/actas/CIHC1_093_Garc_a%20A.pdf
[Funnet 24 Februar 2023].

GEO fundamentering og bergboring, u.å. *GEO fundamentering og bergboring*. [Internett]
Available at: <https://geofb.no/maskiner/>
[Funnet 27 Mars 2023].

Gisle, J., 2023. *Arbeidsmiljøloven*. [Internett]
Available at: <https://snl.no/arbeidsmilj%C3%B8loven>
[Funnet 8 April 2023].

- Gispert, E. P., 2015. *Prefabricated Foundations for Housing Applied to Room Modules*, Barcelona: UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA .
- Gjerp, P., 2015. Hva er betong. I: M. Maage, red. *Betong: Regelverk, teknologi og utførelse.* Bergen: Fagbokforlaget, p. 12.
- Harboe, T., 2006. Kvalitative og kvantitative metoder. I: *Indføring i samfundsvidenskabelig metode*. Frederiksberg: Forlaget Samfundslitteratur, pp. 31-39.
- Hercules fundamentering, u.å.. *Betongpeler - Praktisk og økonomisk storselger*. [Internett]
Available at: <https://www.rhinopiling.co.uk/the-pros-and-cons-of-wooden-piling/>
[Funnet 7 februar 2023].
- Hole, P., 2022. *Mange bygg- og anleggsplasser bryter HMS-regler*. [Internett]
Available at: <https://www.gjensidige.no/godtforberedt/content/mange-bygg-og-anleggsbedrifter-bryter-hms-regler>
[Funnet 12 April 2023].
- Ibarra, L. C., 2021. *Design of pedestal*. [Internett]
Available at: https://www.urmh.edu.mx/download/868b82_previous-page-hcmut-edu-vn-pdf
[Funnet 3 April 2023].
- Injar, J., 2015. Produksjon og montasje av betongelementer. I: M. Maage, red. *Betong: Regelverk, Teknologi og utførelse*. Bergen: Fagbokforlaget, pp. 368-375.
- Injar, J., 2015. Produksjon og mantasje av betongelementer. I: M. Maage, red. *Betong: Regelverk, teknologi og utførelse*. Bergen: Fagbokforlaget, p. 369.
- Institute of Electrical and Electronics Engineers, 2001. *691-2001 - IEEE Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing*, Piscatway: IEEE.
- KLP, u.å.. *KLP*. [Internett]
Available at: <https://www.klp.no/om-klp/samfunnsansvar/klimatips/transport>
[Funnet 1 mai 2023].
- Kontrollrådet, 2018. *Kontrollbetong*. [Internett]
Available at: <https://kontrollbetong.no/aktuelt/betongens-historie/>
[Funnet 3 April 2023].
- Kontrollrådet, u.å.. *Kontrollrådet*. [Internett]
Available at: <https://kontrollbetong.no/aktuelt/artikler/hva-er-forskjellen-pa-betong-og-sement/>
[Funnet 7 april 2023].
- Kristiansen, B., 2015. Forskaling og armering. I: M. Maage, red. *Betong: Regelverk, Teknologi og utførelse*. Bergen: Fagbokforlaget, p. 289.

Kynningsrud, u.å.. *HMS og KS*. [Internett]

Available at: <https://www.kynningsrud.no/om-oss/hms-prisen/>

[Funnet 15 April 2023].

Landgraff, M., 2021. *Lastkombinering i bruddgrensetilstanden iht. NS-EN 1990*. [Internett]

Available at: <https://learn-eu-central-1-prod-fleet01-xythos.content.blackboardcdn.com/5def77a38a2f7/11453558?X-Blackboard-S3-Bucket=learn-eu-central-1-prod-fleet01-xythos&X-Blackboard-Expiry=1684432800000&X-Blackboard-Signature=xOISq8LZ2erzmG13nZVKHxwPYZe93yAlxFqa>

<https://learn-eu-central-1-prod-fleet01-xythos.content.blackboardcdn.com/5def77a38a2f7/11453558?X-Blackboard-S3-Bucket=learn-eu-central-1-prod-fleet01-xythos&X-Blackboard-Expiry=1684432800000&X-Blackboard-Signature=xOISq8LZ2erzmG13nZVKHxwPYZe93yAlxFqa>

<https://learn-eu-central-1-prod-fleet01-xythos.content.blackboardcdn.com/5def77a38a2f7/11453558?X-Blackboard-S3-Bucket=learn-eu-central-1-prod-fleet01-xythos&X-Blackboard-Expiry=1684432800000&X-Blackboard-Signature=xOISq8LZ2erzmG13nZVKHxwPYZe93yAlxFqa>

<https://learn-eu-central-1-prod-fleet01-xythos.content.blackboardcdn.com/5def77a38a2f7/11453558?X-Blackboard-S3-Bucket=learn-eu-central-1-prod-fleet01-xythos&X-Blackboard-Expiry=1684432800000&X-Blackboard-Signature=xOISq8LZ2erzmG13nZVKHxwPYZe93yAlxFqa>

[Funnet 17 mars 2023].

Larsen, P. K., 2008. Fundamentering. I: *Konstruksjonsteknikk: Laster og bæresystemer*.

Bergen: Fagbokforlaget Vigmostad & Bjørke AS, pp. 161-167.

Lovdata, 2023. *Lokale forskrifter*. [Internett]

Available at: <https://lovdata.no/register/lokaleForskrifter?municipality=Gjovik>

[Funnet 14 April 2023].

Marcus Peigas Pachecho, F. A. B. D. C. P. P., 2008. Design of spread foundations under

tensile loading for transmission line: An overview. I: *Engineering Geology*. s.l.:s.n., pp. 226-235.

Massarsch, R. K. & Fellenius, B. H., u.å.. *Early Swedish Contributions to Geotechnical Engineering*. [Internett]

Available at: <https://secure.webforum.com/georisk/getfile.ashx?cid=29013&cc=3&refid=12>

[Funnet 13 Februar 2023].

Mead, N. V., 2019. *A brief history of concrete: from 10,000BC to 3D printed houses*.

[Internett]

Available at: <https://www.theguardian.com/cities/2019/feb/25/a-brief-history-of-concrete-from-10000bc-to-3d-printed-houses>

[Funnet 28 April 2023].

My Learning, u.å.. *My Learning*. [Internett]

Available at: <https://www.mylearning.org/stories/originating-in-leeds/122>

[Funnet 20 Mars 2023].

Maage, M., 2015. Bindemidler og tilsetningsmaterialer. I: m. Maage, red. *Betong: Regelverk, Teknologi og utførelse*. Bergen: Fagbokforlaget, p. 80.

Maage, M., 2015. Tilsetningsstoffer. I: M. Maage, red. *Betong: Regelverk, Teknologi og utførelse*. Bergen: Fagbokforlage, pp. 108-116.

Norges vassdrags- og energidirektorat, 2003. *Retningslinje for lasert og dimensjonering*.

[Internett]

Available at: https://publikasjoner.nve.no/retningslinjer/2003/retningslinjer2003_01.pdf
[Funnet 22 april 2023].

Norges vassdrags- og energidirektorat, 2003. *Retningslinje for laster og dimensjonering*. [Internett]

Available at: https://publikasjoner.nve.no/retningslinjer/2003/retningslinjer2003_01.pdf
[Funnet 18 April 2023].

Nor-pel, u.å.. *Nor-pel*. [Internett]

Available at: <https://nor-pel.no/betongpeler>
[Funnet 14 April 2023].

Norsk Betongforening, 2018. *Armering - Prosjektering og utførelse*. [Internett]

Available at: <https://betong.net/wp-content/uploads/H%C3%B8ringsutkast-Publikasjon-nr.-8-2018-10-26.pdf>
[Funnet 5 Mars 2023].

Norsk Prisbok, 2023. *Norsk Prisbok*. [Internett]

Available at: <https://www.norskprisbok.no/Content.aspx>
[Funnet 29 januar 2023].

Norsk Stål, u.å.. *Norsk Stål*. [Internett]

Available at: <https://www.norskstaal.no/om-oss/miljoe-og-baerekraft/staalproduksjon-i-dag>
[Funnet 3 April 2023].

NTNU, u.å.. *NTNU*. [Internett]

Available at: <https://i.ntnu.no/oppgaveskriving/imrod-struktur>
[Funnet 14 Mars 2023].

Polous, H. G. & Davis, E. H., 1980. *Series in geotechnical engineering*. Sydney: John Wiley & sons.

Ramirent, 2022. *HMS på byggeplass - alt du trenger å vite*. [Internett]

Available at: <https://www.ramirent.no/artikler/hms-pa-byggeplass-alt-du-trenger-a-vite>
[Funnet 14 April 2023].

Rhino piling, 2018. *A Brief History Of Piling*. [Internett]

Available at: <https://www.rhinopiling.co.uk/389-2/>
[Funnet 7 februar 2023].

Rhino piling, 2021. *The Pros and Cons of Wooden Piling*. [Internett]

Available at: <https://www.rhinopiling.co.uk/the-pros-and-cons-of-wooden-piling/>
[Funnet 3 mars 2023].

Sintef, 2020. *Sintef*. [Internett]

Available at: <https://www.sintef.no/siste-nytt/2020/-betong-er-en-del-av-klimalosningen/>
[Funnet 3 April 2023].

- Skanska, 2017. *HMS-håndbok*. [Internett]
Available at: <https://www.skanska.no/499c33/siteassets/hvem-vi-er/barekraft/helse-arbeidsmiljo-og-sikkerhet/hms-handbok.pdf>
[Funnet 13 April 2023].
- Smepllass, S., 2015. Betong og miljø. I: M. Maage, red. *Betong: Regelverk, Teknologi og utførelse*. Bergen: Fagbokforlaget, p. 47.
- Smepllass, S., 2015. Betongens struktur og egenskaper. I: M. Maage, red. *Betong: Regelverk, Teknologi og utførelse*. Bergen: Fagbokforlaget, pp. 56-58.
- Smepllass, S., 2015. Proposjonering av selvkomprimerende betong (SKB). I: M. Maage, red. *Betong: Regelverk, Teknologi og utførelse*. Bergen: Fagbokforlaget, pp. 165-174.
- Sokol, E., u.å.. *Plasticinehouse*. [Internett]
Available at: <https://plasticinehouse.com/rebar-in-concrete-footings/>
[Funnet 20 Mars 2023].
- Spurkeland, E., u.å.. *Store Norsk leksikon*. [Internett]
Available at: <https://snl.no/lastebil>
[Funnet 31 Mars 2023].
- Stabil AS, u.å. *IFC-modell av hallkonstruksjon*. s.l.:Stabil AS.
- Stabil AS, u.å.. *Utforming av 2-pelshode (t.v.) og 3-pelshode (t.h.)*. s.l.:Stabil AS.
- Standard Norge, 2003. *NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner*, Brussel: Standard Norge.
- Standard Norge, 2005. *NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-4 Almenne laster, Vindlaster*, Brussel: Standard Norge.
- Standard Norge, 2007. *NS-En 12794:2005+A1+NA Prefabrikkerte betongprodukter, Fundamentpæler*, Brussel: Standard Norge.
- Standard Norge, 2010. *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosektering av konstruksjoner*, Brussel: Standard Norge.
- Standard Norge, 2012. *Luftledninger som overstiger AC 1 kV*, Oslo: Standard Norge.
- Standard Norge, 2019. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*. [Internett]
Available at:
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1015211>
[Funnet 17 April 2023].

- Standard Norge, 2020. *NS-EN 1997-1:2004+A1+NA Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering*. [Internett]
Available at: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=330044>
[Funnet 20 April 2023].
- Standard Norge, 2021. *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, Oslo: Standard Norge.
- Standard Norge, 2021. *NS 5814: Krav til risikovurderinger*. [Internett]
Available at: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1352200>
[Funnet 22 April 2023].
- Statens vegvesen, 2009. Fundamentering på peler. I: *Geoteknikk i vegbygging: Håndbok 016*. Oslo: Statens vegvesen, pp. 11-5.
- Statens vegvesen, 2009. *Geoteknikk i vegbygging: Håndbok 016*. Oslo: Statens vegvesen.
- Statens vegvesen, 2009. *Geoteknikk i vegbygging: Håndbok 016*. Oslo: Statens vegvesen.
- staypro, 2023. *Betongvibrator*. [Internett]
Available at: <https://www.staypro.no/maskiner-verktoy/batteridrevne-verktoy/betongvibrator/milwaukee-mxf-cvbpkit-602-betongvibrator-med-batteri-og-lader-3110325>
[Funnet 19 April 2023].
- Sørensen, S. I., 2013. Fundamentberegninger. I: *Betongkonstruksjoner: Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. Bergen: Fagbokforlaget, pp. 437-445.
- Terzaghi, K., Peck, R. B. & Mesri, G., 1996. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3. red. New York: John Wiley & Sons inc..
- Testesen, T., 1234. *tes test test*. [Internett]
Available at: test.no
[Funnet 2233].
- The Concrete Society, u.å. *Concrete at your fingertips*. [Internett]
Available at: <https://www.concrete.org.uk/fingertips-nuggets.asp?cmd=display&id=7>
[Funnet 13 mars 2023].
- The Concrete Society, u.å.. *The Concrete Society*. [Internett]
Available at: <https://www.concrete.org.uk/fingertips-nuggets.asp?cmd=display&id=7>
[Funnet 30 mars 2023].

Tomlinson, M. & Woodward, J., 2015. *Pile Design and Construction Practice*. 6. red. London: CRC Press.

Trageton, S., 2019. *HMS for betongarbeideren*. [Internett]
Available at: <https://ndla.no/nb/subject:1:0d67724e-d9fa-4365-9839-4cc91c012855/topic:1:eaf487bb-a2ad-4725-8e57-fd709dd4cade/topic:2:158640/resource:1:160304>
[Funnet 18 April 2023].

UWE, u.å.. *UWE*. [Internett]
Available at: https://fet.uwe.ac.uk/conweb/house_ages/elements/section1.htm
[Funnet 20 Mars 2023].

Veidekke, u.å.. *Veidekke*. [Internett]
Available at: <https://www.veidekke.no/tjenester/bygg/veidekke-prefab/>
[Funnet 15 April 2023].

Venkatramaiah, C., 1993. *Geotechnical Engineering*. 3. red. Tirupati: S.V. University College of Engineering.

Wylliam, H. & Fahleson, C., 2016. *Norsk Stålforbund*. [Internett]
Available at: <https://www.stalforbund.no/wp-content/uploads/2016/10/Preview-183-Soylefotter-med-eksempel.pdf>
[Funnet 4 April 2023].

Aarhus universitet, u.å. *Kvantitativ metode*. [Internett]
Available at: <https://metodeguiden.au.dk/kvantitativ-metode>
[Funnet 1 mai 2023].

Vedlegg

Vedleggliste

Vedlegg 1: Beregning av fundamentlaster	75
Vedlegg 2: Dimensjoner på punktfundamenter	88
Vedlegg 3: Dimensjonering av peler	91
Vedlegg 4: Dimensjonering av pelehoder	92
Vedlegg 5: Sammenligning av P230, P270 og P345	93
Vedlegg 6: Pris- og klimautslippssammenligning for ulike peleløsninger	95
Vedlegg 7: Utslippsestimat for masseutskifting	96

Vedlegg 1: Beregning av fundamentlaster

Vertikale laster (snø og egenlast):

Egenlast:

EL = 0,65 kN/m² (Tak av TRP-plater + Fagverk)

Snølast:

Beregninger er gjennomført i henhold til NS-EN 1991-1-3

Tabeller som henvises til under beregninger av snølast hører til NS-EN 1991-1-3

Snølast for Gjøvik kommune ihht. tabell NA.4.1(901):

$$S_{k,0} = 4,5 \text{ kN/m}^2$$

$$H_g = 250 \text{ moh.}$$

$$\Delta S_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{k,\text{maks}} = 6,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\Leftrightarrow n = \frac{273-250}{100} = 0,23 \Rightarrow 1$$

$$\Leftrightarrow S_k = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1 * 1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 5,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Snølast på tak: $s = \mu_i * C_e * C_t * S_k$

$\mu = 0,8$ for flatt tak (ihht. Tabell 5.2)

$c_e = 1,0$ (Eksponeringskoeffisient, settes til 1,0 så lenge ikke annet er oppgitt)

$c_t = 1,0$ (Termisk koeffisient, settes til 1,0 så lenge ikke annet er oppgitt)

$$\Rightarrow s = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 5,5 \frac{kN}{m^2} = 4,4 \frac{kN}{m^2}$$

Dimensjonerende nedadrettet last på tak:

$$q_d^{tak} = 1,2 * EL + 1,5 * s = 1,2 * 0,65 \frac{kN}{m^2} + 1,5 * 4,4 \frac{kN}{m^2} = 7,38 \frac{kN}{m^2}$$

Vindlast:

Beregninger er gjennomført i henhold til NS-EN 1991-1-4

Tabeller som henvises til under beregninger av vindlast hører til NS-EN 1991-1-4

Referansevindhastighet for Gjøvik kommune ihht. tabell NA.4(901.1):

$$v_{b,0} = 22 \text{ m/s}$$

$$H_0 = 900 \text{ moh.} \Rightarrow C_{alt} = 1,0$$

$$\Delta S_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{k,maks} = 6,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ruhetsfaktor II} \Rightarrow k_w(17\text{m}) = 1,7 \text{ kN/m}^2$$

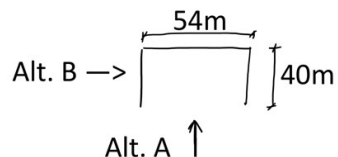
Vindkasthastighetstrykk: $q_p(z) = k_w * v_{b,0}^2 * [c_{alt} * c_{prob}]^2$ (c_{prob} velges lik 1,0, konservativt)

$$\Rightarrow q_p(z) = 1,7 * 22^2 * [1,0 * 1,0]^2 = 0,82 \frac{kN}{m^2}$$

Vindlast på vegger:

Alt. A: Vind blåser mot byggets langside

Alt. B: Vind blåser mot byggets kortside



$$\text{Alt. A: } \frac{h}{b} = \frac{17}{40} = 0,43$$

$$\text{Alt. B: } \frac{h}{b} = \frac{17}{54} = 0,31$$

$C_{pe,10}$ – verdier er benyttet for utvendige formfaktor. For sone D og E må det interpoleres mellom $h/b = 0,25$ og $1,0$.

Interpolasjon Alt. A:

$$\text{sone D: } 0,7 + (0,8 - 0,7) * \frac{0,43-0,25}{1-0,25} = 0,72$$

$$\text{sone E: } -0,3 + (-0,5 + 0,3) * \frac{0,43-0,25}{1-0,25} = -0,35$$

Interpolasjon Alt. B:

$$\text{sone D: } 0,7 + (0,8 - 0,7) * \frac{0,31-0,25}{1-0,25} = 0,71$$

$$\text{sone E: } -0,3 + (-0,5 + 0,3) * \frac{0,31-0,25}{1-0,25} = -0,32$$

Utvendige formfaktorer iht. tabell 7.1 for vegger, og tabell 7.2 for flatt tak:

Sone	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Alt. A	-1,2	-0,8	-0,5	0,72	-0,35				
Alt. B	-1,2	-0,8	-0,5	0,71	-0,32	-1,8	-1,2	-0,7	+/- 0,2

Relevante soner for oppløfts- og trykkrefter fra vindkryss er sone D og E + soner på tak (F, G, H og I)

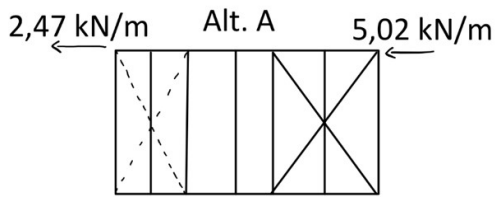
Karakteristiske verdier for vind i vindsoner, $C_{pe,10}^{sone} * q_p^z$ ($\frac{kN}{m^2}$):

Sone	D	E	F	G	H	I
Alt. A	0,59	-0,29				
Alt. B	0,58	-0,26	-1,48	-0,98	-0,57	+/- 0,16

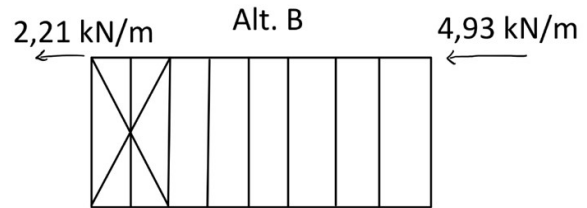
Vindkraft pr. meter som virker i vindkryss, ganges med halve konstruksjonens høyde, $\frac{17}{2}$ (kN/m):

Sone	D	E
Alt. A	5,02	-2,47
Alt. B	4,93	-2,21

Trykk/strekk i fundamenter fra vindkryss:



Ved Alt. A fordeles kreftene til 2 vindkryss



Ved Alt. B går alle krefter til 1 vindkryss

Vindkryss sider (Alt. A):

Ved vind i Alt. A fordeles vindkreftene på to vindkryss.

Krefter som virker inn i vindkryss:

$$F = (D_{sone} + E_{sone}) * bredde * \frac{1}{\text{antall vindkryss}} = \left[5,02 \frac{kN}{m} + 2,47 \frac{kN}{m} \right] * 54 m * \frac{1}{2} = 202,2 kN$$

Skjevlast, H (Beregnet fra NS-En 1993-1-1, kap. 5.3.2):

$$H = q_d^{tak} * D * \theta_L * B = 7,38 \frac{kN}{m^2} * 40 m * 2,887 * 10^{-3} * 27 m = 23,0 kN$$

Hvor:

- $B = \frac{54}{2} m = 27 m$ (vind fordeles på to vindkryss)
- $\theta_L = \frac{1}{200} * \alpha_h * \sqrt{0,5 * \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$

Hvor:

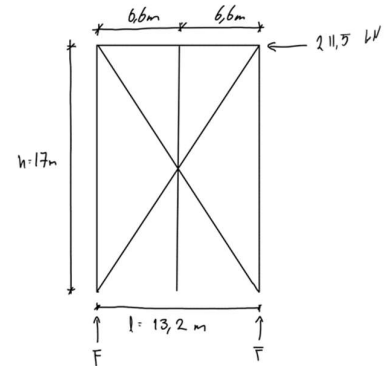
- o $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{17}} = 0,49$ $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$
- o $m = 2$

$$\Rightarrow \theta_L = \frac{1}{200} * \frac{2}{3} * \sqrt{0,5 * \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 2,887 * 10^{-3}$$

Total kraft i vindkryss:

$$F_{tot} = F + H = 202,2 \text{ kN} + 23,0 \text{ kN} = 225,2 \text{ kN}$$

Trykk/strekk i fundament:



$$F_{Rk} = F_{tot} * \frac{h}{l} = 225,2 \text{ kN} * \frac{17 \text{ m}}{13,2 \text{ m}} = 290,0 \text{ kN}$$

Vindkryss sider (Alt. B):

Ved vind i Alt. A fordeles vindkraftene på to vindkryss.

Krefter som virker inn i vindkryss:

$$F = (D_{sone} + E_{sone}) * bredde = \left[4,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 2,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] * 40 \text{ m} = 285,6 \text{ kN}$$

Skjevlast, H (Beregnet fra NS-En 1993-1-1, kap. 5.3.2):

$$H = q_d^{tak} * D * \theta_L * B = 7,38 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 54 \text{ m} * 2,887 * 10^{-3} * 40 \text{ m} = 46,0 \text{ kN}$$

Hvor:

- $B = 40 \text{ m}$ (vind går til ett vindkryss)

- $\theta_L = \frac{1}{200} * \alpha_h * \sqrt{0,5 * \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$

Hvor:

o $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{17}} = 0,49 \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$

o $m = 2$

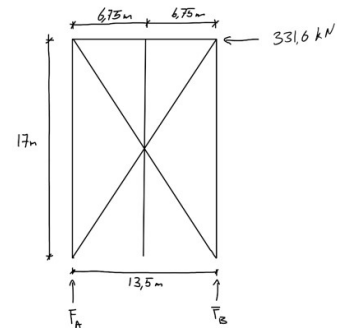
$\Rightarrow \theta_L = \frac{1}{200} * \frac{2}{3} * \sqrt{0,5 * \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 2,887 * 10^{-3}$

Total kraft i vindkryss:

$$F_{tot} = F + H = 285,6 \text{ kN} + 46,0 \text{ kN} = 331,6 \text{ kN}$$

Trykk/strekk i fundament:

$$F_{Rk} = F_{tot} * \frac{h}{l} = 331,6 \text{ kN} * \frac{17 \text{ m}}{13,5 \text{ m}} = 417,6 \text{ kN}$$

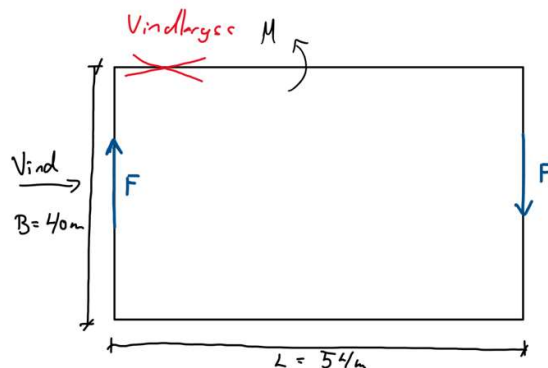


Krefter i vindkryss på sidevegger pga. vind i Alt. B der moment spiller inn:

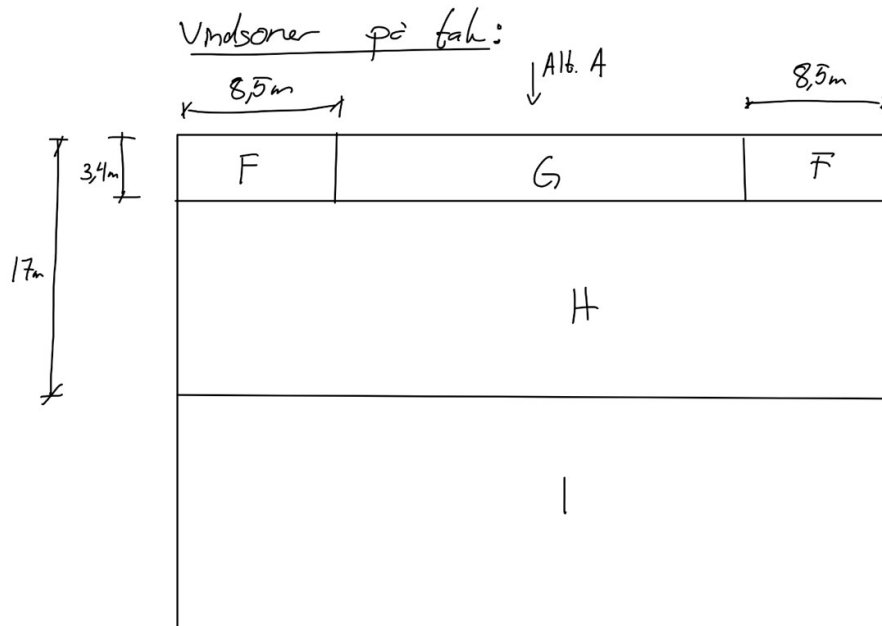
Vind = 474,4 kN (Regnet i Alt. B over)

$$M = 474,4 * \frac{40 \text{ m}}{2} = 9488 \text{ kNm}$$

$$F = \frac{M}{L} = \frac{9488 \text{ kNm}}{54 \text{ m}} = 176 \text{ kN} < F_{Rk}$$
$$= 290,0 \text{ kN (Regnet i Alt. A)}$$



Konklusjon: Vind ved Alt. A blir
dimensjonerende for vindkryss på sidevegger.



$$e_{\min}(b, 2h) \Rightarrow (b = 56, 2h = 2 \cdot 17 = 34) \Rightarrow e = 34$$

Største potensielle strekkrefter i søyler pga. vindsug på tak:

S1 = S21: Gjør en forenkling og trekker hele F-sonen i lastarealet

$$\Rightarrow A = \frac{27 \text{ m}}{2} * \frac{6,6 \text{ m}}{2} = 45 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \text{Strekk: } F_s = F_{sone} + D_{sone} * A = \left(1,48 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,59 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) * 45 \text{ m}^2 = 93,2 \text{ kN i strekk}$$

S2-5 = S17-20: Blåser det som i Alt. B vil de fleste søyler ha et lastareal innenfor F, G og H

For Alt. B gjør man en forenkling og finner en omtrentlig gjennomsnittsverdi til $-0,8 \text{ kN/m}^2$ (S3 og 17 er bare gyldig i Alt. A pga. vindkryss):

$$\Rightarrow A = \frac{27 \text{ m}}{2} * 6,6 \text{ m} = 89,1 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \text{Alt. A: } F_s = H_{sone} + D_{sone} * A = \left(0,57 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,59 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) * 89,1 \text{ m}^2 = 103,4 \text{ kN i strekk}$$

$$\Rightarrow \text{Alt. B: } F_s = \text{Gjennomsnitt} * A = \left(0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) * 89,1 \text{ m}^2 = 71,3 \text{ kN i strekk}$$

Konklusjon: Størst strekk ved Alt. A

S6 = S16: Ved Alt. B vil lastarealet ha flere vindsoner, gjør som over og forenkler til -0,8

kN/m²:

$$\Rightarrow A = \frac{27\text{ m}}{2} * \frac{7\text{ m}}{2} = 91,8\text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \text{Alt. A: } F_s = H_{\text{sone}} + D_{\text{sone}} * A = \left(0,57 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,59 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) * 91,8\text{ m}^2 = 106,5\text{ kN i strekk}$$

$$\Rightarrow \text{Alt. B: } F_s = G_{\text{gjennomsnitt}} * A = 0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 91,8\text{ m}^2 = 73,4\text{ kN i strekk}$$

Konklusjon: Størst strekk ved Alt. A

S7 = S9: Søyer ved vindkryss, størst strekk ved Alt. B. Søyle 9 har kun vindsoner H, mens S7

har F, men halve lastarealet. Forenkler til størst areal på begge og vindsoner H:

$$\Rightarrow A = \frac{7\text{ m}}{2} * 6,75\text{ m} = 23,6\text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \text{Strekk: } F_s = H_{\text{sone}} * A = 0,57 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 23,6\text{ m}^2 = 13,5\text{ kN i strekk}$$

S8 = S10 = S12-15: Strekk er avhengig av 3 retninger;

Alt. A inn i bygget, Alt. A mot bakvegg og Alt. B:

$$\Rightarrow A = \frac{7\text{ m}}{2} * 6,75 = 23,6\text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \text{Alt. A, inn: } F_s = I_{\text{sone}} + D_{\text{sone}} * A = \left(0,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,59 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) * 23,6\text{ m}^2 = 17,7\text{ kN i strekk}$$

$$\Rightarrow \text{Alt. A, bak: } F_s = G_{\text{sone}} * A = 0,98 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 23,6\text{ m}^2 = 23,1\text{ kN i strekk}$$

$$\Rightarrow \text{Alt. B: } F_s = H_{\text{sone}} * A = 0,57 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 23,6\text{ m}^2 = 13,5\text{ kN i strekk}$$

Konklusjon: Størst strekk ved Alt. A, bak

S11: Største strekk ved Alt.A,inn. Ved Alt.A,inn tas et gjennomsnitt av sone G og H til -0,65 kN/m²

$$\Rightarrow A = \left(\frac{7\text{ m}}{2} + \frac{6,6\text{ m}}{2} \right) * 27\text{ m} + \frac{7\text{ m}}{2} * 6,75\text{ m} = 207,2\text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \text{Alt. A, bak: } F_s = \text{Gjennomsnitt} * A = 0,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 207,2\text{ m}^2 = 134,7\text{ kN i strekk}$$

$$\Rightarrow \text{Alt. A, inn: } F_s = I_{\text{sone}} + D_{\text{sone}} * A = \left(0,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,59 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) * 207,2\text{ m}^2 = 155,4\text{ kN i strekk}$$

Konklusjon: Størst strekk ved Alt. A, inn

S22: Største strekk ved Alt. A, inn. Ved Alt.A,inn tas et gjennomsnitt av sone G og H til -0,72 kN/m²

$$\Rightarrow A = \left(\frac{6,6 \text{ m}}{2} + 6,6 \text{ m}\right) * 27 \text{ m} = 267,3 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \text{Alt. A, inn: } F_s = (\text{Gjennomsnit} + D_{\text{sone}}) * A = \left(0,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,59 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) * 267,3 \text{ m}^2 = 350,2 \text{ kN i strekk}$$

S23: Største strekk ved Alt. A,inn med en gjennomsnittsverdi av sone H og I til -0,35 kN/m²

$$\Rightarrow A = (3 * 6,6 \text{ m}) * 27 \text{ m} = 534,6 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \text{Alt. A, inn: } F_s = (\text{Gjennomsnit} + D_{\text{sone}}) * A = \left(0,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,59 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) * 534,6 \text{ m}^2 = 502,5 \text{ kN i strekk}$$

Oppsummering av fundamentkrefter:

Fundamentkrefter:

Søylenummer	F,strekk,max fra rent oppløft (kN)	Lastareal, A (m ²)	Karakteristisk egenlast, EL A*EV (kN)	Karakteristisk snølast, S S*A (kN)	Trykk/strekk fra vindkryss (kN)	Tot. Dim. Oppløftskraft v/ fundament 0,9*EV + 1,5*Vind (kN)	Lastfaktor Snø	Lastfaktor vind fra vindkryss	Tot. Dim. Trykkkraft v/ fundament (kN)
1	-93,2	47,3	30,7	207,9	290,0	-547,2	1,05	1,50	690,2
2	-103,4	89,1	57,9	392,0		-103,0	1,50		657,6
3	-103,4	89,1	57,9	392,0	290,0	-538,0	1,50	1,05	962,1
4	-103,4	89,1	57,9	392,0		-103,0	1,50		657,6
5	-103,4	89,1	57,9	392,0		-103,0	1,50		657,6
6	-106,5	91,8	59,7	403,9		-106,0	1,50		677,5
7	-13,5	11,8	7,7	51,9	417,6	-639,7	1,05	1,50	690,1
8	-23,1	23,6	15,4	104,0		-20,8	1,50		174,4
9	-13,5	23,6	15,4	104,0	417,6	-632,8	1,05	1,50	754,0
10	-23,1	23,6	15,4	104,0		-20,8	1,50		174,4
11	-155,4	207,2	134,7	911,7		-111,9	1,50		1529,1
12	-23,1	23,6	15,4	104,0		-20,8	1,50		174,4
13	-23,1	23,6	15,4	104,0		-20,8	1,50		174,4
14	-23,1	23,6	15,4	104,0		-20,8	1,50		174,4
15	-23,1	11,8	7,7	51,9	290,0	-462,7	1,05	1,50	498,7
16	-106,5	91,8	59,7	403,9		-106,0	1,50		677,5
17	-103,4	89,1	57,9	392,0	290,0	-538,0	1,50	1,05	962,1
18	-103,4	89,1	57,9	392,0		-103,0	1,50		657,6
19	-103,4	89,1	57,9	392,0		-103,0	1,50		657,6
20	-103,4	89,1	57,9	392,0		-103,0	1,50		657,6
21	-93,2	47,3	30,7	207,9		-112,2	1,50		348,7
22	-350,2	267,3	173,7	1176,1		-368,9	1,50		1972,7
23	-502,5	529,3	344,0	2328,9		-444,1	1,50		3906,2

Vedlegg 2: Dimensjoner på punktfundament

Søyle 1, 3, 7, 9, 15 og 17:

Kontroll – Oppløft:

$$\text{Anta: } D = d + d' = 1,0 + 1,0 = 2,0\text{m}$$

$$G_{stb;k} = 22 * 2,0 * B^2 = 44,0 * B^2$$

$$V_{dst;d} = 580,6 \text{ kN}; \text{ Se vedlegg 1.}$$

$$\frac{0,9 * 44,0 * B^2}{580,6} > 1,0$$

$$\rightarrow B > 3,82\text{m}$$

Prøv bredde 3,8 meter og høyde 1,0 meter på fundamentsåle,

antas være på sikker side,

Kontroll – Grunntrykk:

$$\frac{N_{Ed} = 1177,6\text{kN} \text{ (se vedlegg xx)}}{3,8^2} + 24 * 2,0 * 1,2 = 139,1 < \sigma_d = 400 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{OK}$$

Bruk bredde 3,8 meter og høyde 1,0 meter for fundamentsåle

Søyle 22:

Kontroll – Oppløft:

$$\text{Anta: } D = 1,0 + 1,0 = 2,0\text{m}$$

$$G_{stb;k} = 22,0 * 2,0 * B^2 = 44,0 * B^2$$

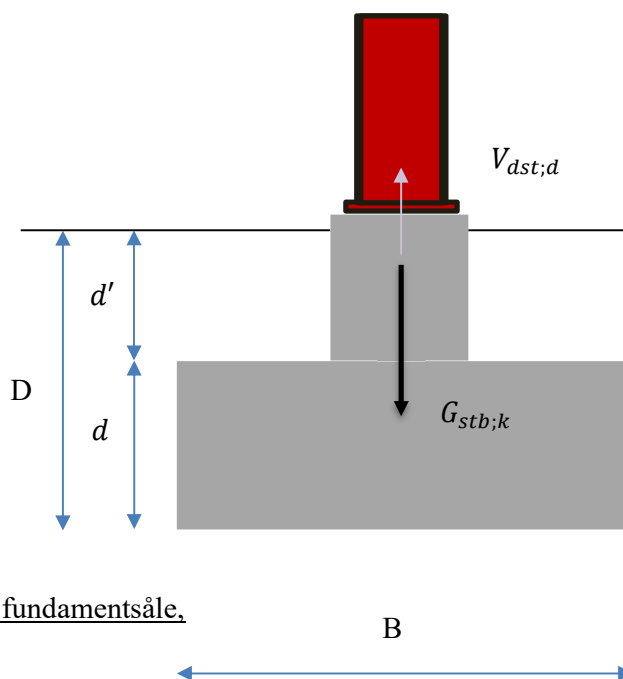
$$V_{dst;d} = 388,9 \text{ kN}; \text{ Se vedlegg xx.}$$

$$\frac{0,9 * 44,0 * B^2}{388,9} > 1$$

$$\rightarrow B > 3,13\text{m}$$

Prøv bredde 3,2 meter og høyde på såle 1,0 meter.

Kontroll – Grunntrykk:



$$\frac{N_{Ed} = 1972,7 \text{ (se vedlegg xx)}}{3,2^2} + 24 * 2,0 * 1,2 = 250,2 < \sigma_d = 400 \frac{kN}{m^2} \rightarrow \text{OK}$$

Bruk bredde 3,2 meter og høyde 1,0 meter for fundamentsåle

Søyle 2, 4-6, 11, 16 og 18-21:

Kontroll – Oppløft:

$$\text{Anta: } D = 0,7 + 0,7 = 1,4m$$

$$G_{stb;k} = 22 * 1,4 * B^2 = 30,8 * B^2$$

$$V_{dst;d} = 127,5 \text{ kN}; \text{ Se vedlegg xx og søyle 11.}$$

$$\frac{0,9 * 30,8 * B^2}{127,5} > 1$$

$$\rightarrow B > 2,14m$$

Prøv bredde 2,2 meter og høyde på såle 0,7 meter.

Kontroll – Grunntrykk:

$$\frac{N_{Ed} = 1529,1 \text{ (se vedlegg xx)}}{2,2^2} + 24 * 1,4 * 1,2 = 356,2 < \sigma_d = 400 \frac{kN}{m^2} \rightarrow \text{OK}$$

Bruk bredde 2,2 meter og høyde 0,7 meter for fundamentsåle.

Søyle 8, 10 og 12-14:

Kontroll – Oppløft:

$$\text{Anta: } D = 0,5 + 0,5 = 1,0m$$

$$G_{stb;k} = 22 * 1,0 * B^2 = 22,0 * B^2$$

$$V_{dst;d} = 20,8 \text{ kN}; \text{ Se vedlegg xx.}$$

$$\frac{0,9 * 22 * B^2}{20,8} > 1$$

$$\rightarrow B > 1,03m$$

Prøv bredde 1,1 meter og høyde på såle 0,5 meter.

Kontroll – Grunntrykk:

$$\frac{N_{Ed} = 174,4kN \text{ (se vedlegg xx)}}{1,1^2} + 24 * 1,0 * 1,2 = 172,9 < \sigma_d = 400 \frac{kN}{m^2} \rightarrow \text{OK}$$

Bruk bredde 1,1 meter og høyde 0,5 meter for fundamentsåle.

Søyle 23:

Kontroll – Oppløft:

$$\text{Anta: } D = 1,0 + 1,0 = 2,0m$$

$$G_{stb;k} = 22 * 2,0 * B^2 = 44,0 * B^2$$

$$V_{dst;d} = 484,3 \text{ kN}; \text{ Se vedlegg xx.}$$

$$\frac{0,9 * 44,0 * B^2}{484,3} > 1,0$$

$$\rightarrow B > 3,50m$$

Prøv bredde 3,5 meter og høyde 1,0 meter for fundamentsåle:

Kontroll – Grunntrykk:

$$\frac{N_{Ed} = 3906kN \text{ (se vedlegg xx)}}{3,5^2} + 24 * 2,0 * 1,2 = 376,5 < \sigma_d = 400 \frac{kN}{m^2} \rightarrow \text{OK}$$

Bruk bredde 3,5 meter og høyde 1,0 meter for fundamentsåle.

Vedlegg 3: Dimensjonering av peler

Manuelt Automatisk

Fundamentkrefter:

Søylenummer	F _s strekk, max fra rent oppløft (kN)	Lastareal, A (m ²)	Karakteristisk egenlast, EL A*EV (kN)	Karakteristisk snølast, S S*A (kN)	Trykk/strekk fra vindkryss (kN)	Tot. Dim. Oppløftskraft v/fundament 0,9*EV + 1,5*Vind (kN)	Lastfaktor S _{ne}	Lastfaktor vind fra vindkryss	Tot. Dim. Trykkraft v/fundament (kN)
1	-93,2	47,3	30,7	207,9	290,0	-547,2	1,05	1,50	690,2
2	-103,4	89,1	57,9	392,0	290,0	-103,0	1,50	1,05	657,6
3	-103,4	89,1	57,9	392,0	290,0	-103,0	1,50	1,05	962,1
4	-103,4	89,1	57,9	392,0	290,0	-103,0	1,50	1,05	657,6
5	-103,4	89,1	57,9	392,0	290,0	-103,0	1,50	1,05	657,6
6	-106,5	91,8	59,7	403,9	290,0	-106,0	1,50	1,05	677,5
7	-13,5	11,8	7,7	51,9	417,6	-639,7	1,05	1,50	690,1
8	-23,1	23,6	15,4	104,0	417,6	-20,8	1,50	1,50	174,4
9	-13,5	23,6	15,4	104,0	417,6	-632,8	1,05	1,50	754,0
10	-23,1	23,6	15,4	104,0	417,6	-20,8	1,50	1,50	174,4
11	-154,4	207,2	134,7	911,7	290,0	-111,9	1,50	1,05	1529,1
12	-23,1	23,6	15,4	104,0	417,6	-20,8	1,50	1,50	174,4
13	-23,1	23,6	15,4	104,0	417,6	-20,8	1,50	1,50	174,4
14	-23,1	23,6	15,4	104,0	417,6	-20,8	1,50	1,50	174,4
15	-23,1	11,8	7,7	51,9	290,0	-462,7	1,05	1,50	498,7
16	-106,5	91,8	59,7	403,9	290,0	-106,0	1,50	1,05	677,5
17	-103,4	89,1	57,9	392,0	290,0	-538,0	1,50	1,05	962,1
18	-103,4	89,1	57,9	392,0	290,0	-103,0	1,50	1,05	657,6
19	-103,4	89,1	57,9	392,0	290,0	-103,0	1,50	1,05	657,6
20	-103,4	89,1	57,9	392,0	290,0	-103,0	1,50	1,05	657,6
21	-93,2	47,3	30,7	207,9	290,0	-112,2	1,50	1,05	348,7
22	-350,2	267,3	173,7	1176,1	290,0	-368,9	1,50	1,05	1972,7
23	-502,5	529,3	344,0	2328,9	290,0	-444,1	1,50	1,05	3906,2

OBS: Kontroller at det er nok friksjon til å ta resterende strekk

Søylenummer	Vale av peltype	Antall	EV Pel + EV Bjelke (sikkerhetsfaktor =0,9) (kN)	Tilbakeholdingskraft fra friksjon (sikkerhetsfaktor =0,9) (kN)	Opptredende strekkkraft i pelens topp inkl. Ev gulv (oppløft = -) (kN)	Oppløft? (Tilstrøkkelig friksjon = øgvekt)	Dim. installert kap. Pele trykk (kN)	Dim. Kap. Strekk (kN)	Kap. Utnyttelse	Kapasitet trykk ok?	Kapasitet strekk ok?	Lengde betongbelte
1	P270-0816 M45	1	377	972	-170,1	ikke oppløft	1458	529	0,47	ok	ok	16,80
2	P270-0816 M45	1	166	972	62,6	ikke oppløft	1458	529	0,45	ok	ok	6,60
3	P270-0816 M45	1	166	972	-372,4	ikke oppløft	1458	529	0,70	ok	ok	6,60
4	P270-0816 M45	1	166	972	62,6	ikke oppløft	1458	529	0,45	ok	ok	6,60
5	P270-0816 M45	1	166	972	62,6	ikke oppløft	1458	529	0,45	ok	ok	6,60
6	P270-0816 M45	1	170	972	63,7	ikke oppløft	1458	529	0,46	ok	ok	6,80
7	P345-0820 M45	1	190	1242	-449,4	ikke oppløft	2418	928	0,48	ok	ok	6,88
8	P270-0816 M45	1	169	972	147,8	ikke oppløft	1458	529	0,12	ok	ok	6,75
9	P270-0816 M45	1	169	972	-464,2	ikke oppløft	1458	529	0,88	ok	ok	6,75
10	P270-0816 M45	1	169	972	147,8	ikke oppløft	1458	529	0,12	ok	ok	6,75
11	P345-0820 M45	1	188	1242	75,9	ikke oppløft	2418	928	0,63	ok	ok	6,75
12	P270-0816 M45	1	169	972	147,8	ikke oppløft	1458	529	0,12	ok	ok	6,75
13	P270-0816 M45	1	169	972	147,8	ikke oppløft	1458	529	0,12	ok	ok	6,75
14	P270-0816 M45	1	169	972	147,8	ikke oppløft	1458	529	0,12	ok	ok	6,75
15	P270-0816 M45	1	171	972	-291,5	ikke oppløft	1458	529	0,55	ok	ok	6,88
16	P270-0816 M45	1	170	972	63,7	ikke oppløft	1458	529	0,46	ok	ok	6,80
17	P270-0816 M45	1	166	972	-372,4	ikke oppløft	1458	529	0,70	ok	ok	6,60
18	P270-0816 M45	1	170	972	66,7	ikke oppløft	1458	529	0,45	ok	ok	6,80
19	P270-0816 M45	1	166	972	62,6	ikke oppløft	1458	529	0,45	ok	ok	6,60
20	P270-0816 M45	1	166	972	62,6	ikke oppløft	1458	529	0,45	ok	ok	6,60
21	P270-0816 M45	1	166	972	53,4	ikke oppløft	1458	529	0,24	ok	ok	6,60
22	P345-0820 M45	1	185	1242	-184,2	ikke oppløft	2418	928	0,82	ok	ok	6,60
23	P270-0816 M45	3	434	2916	-9,7	ikke oppløft	4374	1587	0,89	ok	ok	16,80

Antall peler: 25

Vekt i bruksgrensetilstand:

EV (kN/m ²)	Snølast, S (kN/m ²)	Betong (kN/m ³)
0,65	4,4	24

Verdier hentet fra GEO fundamentering & bergboring AS

Peltype	Vekt pr. Meter (kg/m)	Tverrsnittsareal (m ²)	Kap. Trykk med sJst, Nc,Rd (kN)		Fa-faktor fa	Installert kap. Trykk, Ni (kN)	Dim. kap. Strekk (kN)	Total vekt av pel (kN)	Totalt volum av pel (m ³)	Meterspris	
			Nc,Rd	Nc,Rd							
P230-0416 M60	142	0,055	1307	0,75	980	273	21	0,83	Ukjent	Spesialbestilling	
P230-0414 M60	145	0,053	1406	0,75	1055	374	21	0,80	670	Lagerført	
P270-0416 M60	185	0,073	1854	0,75	1391	350	27	1,10	Ukjent	Spesialbestilling	
P270-0416 M45	185	0,073	1829	0,75	1372	350	27	1,10	Ukjent	Spesialbestilling	
P270-0816 M60	195	0,073	1854	0,75	1391	449	29	1,10	Ukjent	Spesialbestilling	
P270-0816 M45	195	0,073	1944	0,75	1458	529	29	1,10	736	Lagerført	
P350-0816 M45	315	0,123	3026	0,75	2270	699	46	1,85	Ukjent	Spesialbestilling	
P345-0820 M45	325	0,119	3224	0,75	2418	928	48	1,79	981	Lagerført	

Lenøde for pel (m)

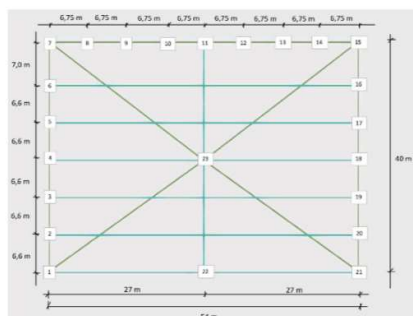
15

Gjennomsnittsverdi for sidefriksjon mellom betongpel og leire*

60 kN/m²

*Omtrentlig verdi hentet fra: <https://scholar.mnstate.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=2304&context=icchge> (Ansvar for bestemmelse av sidefriksjon foreligger Geotekniker)

**Alle priser er oppgitt eksl. Mva



Vedlegg 4: Dimensjonering av pelehoder

Beregning av armering i pelehoder

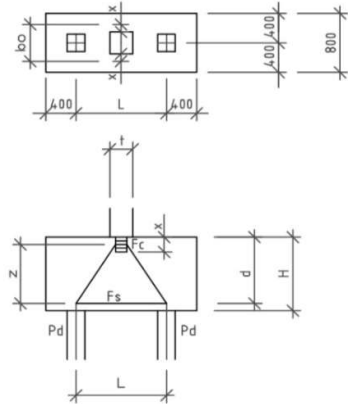
Pelekapasitet oppgitt av geotekniker P270-816	Innstallert kapasitet 1458 kN
--	-------------------------------

2 PELS PELEHODE P270-816															
SØYLE	PEL	PELEHODE		Armeringsbehov i underkant av pelehodet											
Max. last pr. pelegruppe	Pd= Kap. pel	L=C/C PEL (maks)	L1=C/C PEL (teoretisk)	B	H	d	fc	t= bredde	a= L/2-t/4	z1= 0,9xd	Fs1= Pd*a/z1	x= z1	z= d-x/2	Fs2= Pd*a/z	As= Fs2/435
2916	1458000	1600	1400	800	1000	850	19,83	200	750	765	1429412	146	777	1407626	3236
													Trenger	6,80 ø 25	
													Velger 7ø25		

3 PELS PELEHODE P270-816															
SØYLE	PEL	PELEHODE		Armeringsbehov i underkant av pelehodet											
Max. last pr. pelegruppe	Pd= Kap. pel	L=C/C PEL (maks)	L1=C/C PEL (teoretisk)	B	H	d	fc	t= bredde	a= L/(2*cos30)-t/4	z1= 0,9xd	Fs1= Pd*a/z1	x= z1	z= d-x/2	Fs2= Pd*a/z	As= Fs2/(2*cos30*435)
4374	1458000	1820	1620	800	1000	850	19,83	270	983	765	1874070	160	770	1862043	2471
													Trenger	5,04 ø 25	
													Velger 6ø25		

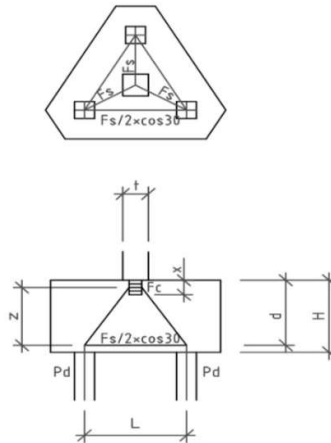
Skisser pelehode:

2-Pelshode:

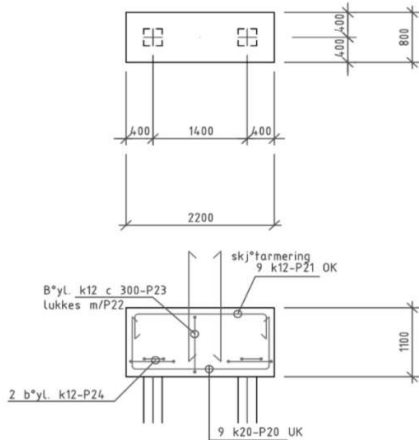


Velger $d > a$
 $F_s = P_d \times a / z$, $a = L / 2 - t / 4$ $z_1 = 0,9 \times d$
 $x = F_s / f_{cd} \times b_0$, $b_0 = t + 2x$, $x_2 + x t / 2 - F_s / 2 f_{cd} = 0$
 $d - x / 2 > 0,9 \times d$

3-Pelshode:

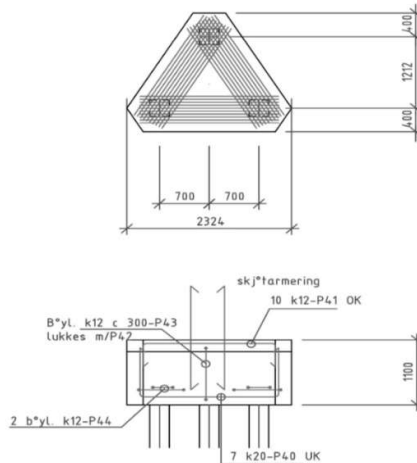


Velger $d > a$
 $F_s = P_d \times a / z$, $a = L / (2 \times \cos 30) - t / 4$ $z_1 = 0,9 \times d$
 $x = F_s / f_{cd} \times b_0$, $b_0 = t + 2x$, $x_2 + x t / 2 - F_s / 2 f_{cd} = 0$
 $d - x / 2 > 0,9 \times d$



Vi har H=1200
Ellers er geometri som skisse

UK-arm: Velger ø20-P20 UK
 OK-arm: Velger 8ø12-P21 OK
 Skjærarmering: Velger ø12c150-P23
 Spaltstrekk: Velger 2ø12 bøyer pr. pel



Vi har H=1000
Ellers er geometri som skisse

UK-arm: Velger 7ø20-P40 UK
 OK-arm: Velger 7ø12-P41 OK
 Skjærarmering: Velger ø12c150-P43
 Spaltstrekk: Velger 2ø12 bøyer pr. pel

Vedlegg 5: Sammenligning av P230, P270 og P345

Sammenligning av pris for pelar

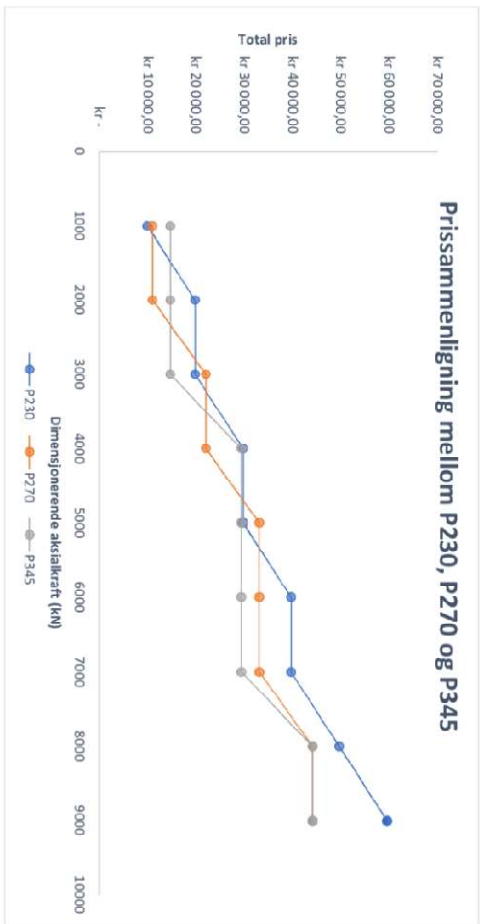
Lengde 15 Meter

Priser er hentet fra Norsk prishok, versjon 2023.01

Pelertype	P230	P270	P345
Pris pr. m	662	736	981
Max kap.	1778	2409	3894
			Kr/m KN

Akstia kraft (kN)	P230	P270	P345
1000	Kr 9 930,00	Kr 11 040,00	Kr 14 715,00
2000	Kr 19 860,00	Kr 11 040,00	Kr 14 715,00
3000	Kr 19 860,00	Kr 22 080,00	Kr 14 715,00
4000	Kr 29 790,00	Kr 22 080,00	Kr 29 430,00
5000	Kr 29 790,00	Kr 33 120,00	Kr 29 430,00
6000	Kr 39 720,00	Kr 33 120,00	Kr 29 430,00
7000	Kr 39 720,00	Kr 33 120,00	Kr 29 430,00
8000	Kr 49 650,00	Kr 44 160,00	Kr 44 145,00
9000	Kr 59 580,00	Kr 44 160,00	Kr 44 145,00
9000	Kr 59 580,00	Kr 44 160,00	Kr 44 145,00
9000	Kr 59 580,00	Kr 44 160,00	Kr 44 145,00
9000	Kr 59 580,00	Kr 44 160,00	Kr 44 145,00
9000	Kr 59 580,00	Kr 44 160,00	Kr 44 145,00
9000	Kr 59 580,00	Kr 44 160,00	Kr 44 145,00
9000	Kr 59 580,00	Kr 44 160,00	Kr 44 145,00
9000	Kr 59 580,00	Kr 44 160,00	Kr 44 145,00
9000	Kr 59 580,00	Kr 44 160,00	Kr 44 145,00

Kommentar: Antall pelar som kreves finnes ved å dele opptrædende dimensjonerende kraft og dele på pelens kapasitet. Dermed runder man opp til neste hele tall.



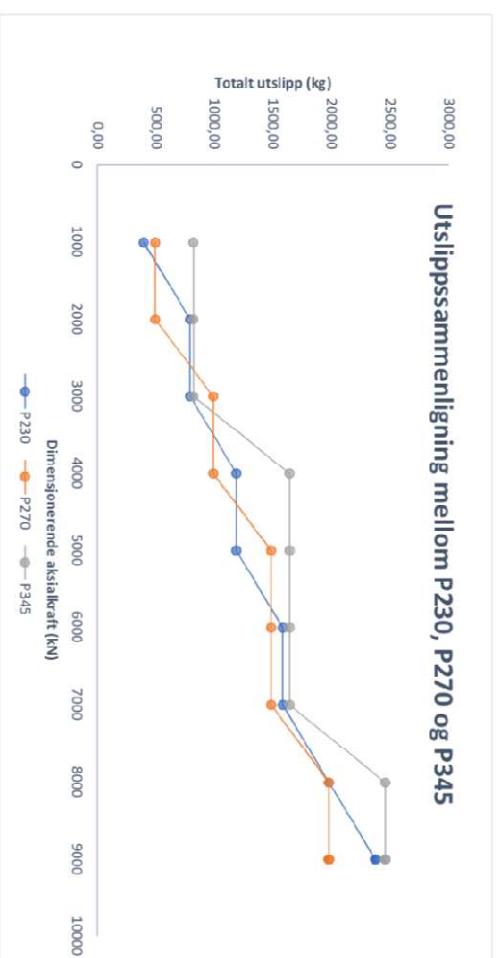
Sammenligning av pris for pelar

Lengde 15 Meter

Priser er hentet fra Norsk prisbok, versjon 2023.01

Pelertype	P230	P270	P345
Utslipp pr. Meter	26,36	32,95	54,64
Max kap.	1778	2409	3894
			Kr/m
			KN

Aksialkraft (kN)	P230	P270	P345
1000	395,40	494,25	819,60
2000	790,80	988,50	1639,20
3000	1186,20	1482,75	2458,80
4000	1581,60	1977,00	3278,40
5000	1977,00	2471,25	4098,00
6000	2372,40	2965,50	4917,60
7000	2767,80	3459,75	5737,20
8000	3163,20	3954,00	6556,80
9000	3558,60	4448,25	7376,40
10000	3954,00	4942,50	8196,00



Kommentar: Antall pelar som kreves finnes ved å dele opptrjedende dimensjonerende kraft og dele på pelens kapasitet. Dermed runder man opp til neste hele tall.

Vedlegg 6: Pris- og klimautslippssammenligning for ulike peleløsninger

Estimat pris og co2 ekvivalent 1 pel per fundament			
Totalpris for P270 per meter	m	kr 1 158,00	44,28 CO2E kg
Lengde	m	15	
Antall peler pr. fundament		1	
Antall fundamenter		23	
Omkrrets rundt bygget	m	188,00	
Totalt betongvolum for "bjelkekruss" b/h = 800/1200 mm	m3	180,48	
Totalt ekstra betongvolum for betonggulv t = 100 mm*	m3	432,00	
Totalt ekstra betongvolum for randbjelke 600/800**	m3	90,24	
Prosentvis andel ekstra armering for bjelke/gulv***		30,00 %	
Totalt antall peler=	stk	25	
Prisestimat Pelefundament med "bjelkekruss"		kr 1 921 322,68	
Prisestimat Pelefundament med ekstra betonggulv		kr 2 437 061,56	
Utslippsestimat Pelefundament med "bjelkekruss"		78,91	CO2E tonn
Utslippsestimat Pelefundament med ekstra betonggulv		115,60	CO2E tonn

Estimat pris og co2 ekvivalent 2 pel per fundament			
Totalpris for P270 per meter	m	kr 1 158,00	44,28 CO2E kg
Lengde	m	15	
Antall peler pr. fundament		2	
Antall fundamenter		23	
Omkrrets rundt bygget	m	188,00	
Totalt ekstra betongvolum for randbjelke 600/800**	m3	90,24	
Prosentvis andel ekstra armering for bjelke		30,00 %	
Totalt antall peler=	stk	47	
Prisestimat 2 peler per fundament		kr 1 805 293,56	
Utslippsestimat 2 peler per fundament		68,00	CO2E tonn

Estimat pris og co2 ekvivalent 3 pel per fundament			
Totalpris for P270 per meter	m	kr 1 158,00	44,28 CO2E kg
Lengde	m	15	
Antall peler pr. fundament		3	
Antall fundamenter		23	
Totalt antall peler=	stk	69	
Prisestimat Pelefundament		kr 2 202 833,00	
Utslippsestimat Pelefundamenter		81,36	CO2E tonn

Aktuelle priser og tilhørende CO2-ekvivalenter hentet fra Norsk prisbok, versjon 2023 01:

Navn	Pris	kg CO2-eq	Enhet
Levering P270	kr 736,00	32,95	m
Fjellspiss	kr 4 905,00	60,61	Stk
Bitumen på betongpel	kr 218,00	0,04	m
Opprigging	kr 45 330,00	2000	RS
Nedrigging	kr 12 592,00	695,72	RS
Nedramming	kr 204,00	11,29	m
Kapping	kr 954,00	52,69	Stk
Skjøt pr. 13 meter*****	kr 2 200,00	50	m
Pelehode 1-pel	kr 4 012,00	221,65	Stk
Pelehode 2-pel	kr 7 554,00	417,35	Stk
Pelehode 3-pel	kr 16 970,00	937,66	Stk
Armering av fundamenter*****	kr 4 160,00	78,4	m3
Betong B35 i fundamenter	kr 2 946,00	162,76	m3

*Gjort et overslag på 200 mm ekstra tykkelse for betonggulv sammenlignet med andre alternativer hvor betonggulvet ikke behøver ta noe krefter fra fundamenter.

**Gjort et overslag på 600 mm ekstra bredde og 800 mm ekstra høyde for en betongbjelke som skal stive av mellom fundamentene, kontra en normal ringmur

***i forhold til armering i ringmur

****Pris for skjøt er ikke tilgjengelig fra Norsk prisbok, og er derfor hentet fra peleleveranør GEO fundamentering AS. CO2-eq er her ikke oppgitt, det er derfor gjort et anslag at skjøt har omtrent samme belastning som fjellspiss.

*****Pris pr. Kg satt til 26 kr, Norsk Prisbok antar 160 kg per m3 for betongbjelker og gulv

Vedlegg 7: Utslippsestimat for masseutskifting

Estimat CO2E utskifting masse punktfundament		Estimat CO2E utskifting masse pelefundament	
Utregning m3:		Utregning m3:	
Lengde	56 Meter	Lengde	56 Meter
Breidde	42 Meter	Breidde	42 Meter
Dybde	5 Meter	Dybde	1 Meter
Total m3	11760 m3	Total m3	2352 m3
Utgraving/opplasting/bortkjøring/sprengstein/tilkjøring/utlegging	10,37 CO2E kg	Utgraving/opplasting/bortkjøring/sprengstein/tilkjøring/utlegging	10,37 CO2E kg
Total utslipp utskifting masse	121,95 CO2E tonn	Total utslipp utskifting masse	24,39 CO2E tonn

CO2-ekvivalenter hentet fra Norsk prisbok versjon 2023.01:

Navn	CO2E	Enhet
Graving inkl. opplasting, uttak av løsmasser	2,51	m3
Transport av løsmasser 7 km	0,9	m3
Sprenging	4,24	m3
Transport av sprengstein 7 km	0,9	m3
Gjenfylling med tilførte drenerende masser	1,82	m3
	10,37	m3

