



LUND
UNIVERSITY



PERMANENT SEKANTPÅLNING MED CCFA-METODEN I URBANA MILJÖER

Utförande och klimatpåverkan

EDWARD MARKS

Geotechnical
Engineering

Master's Dissertation

DEPARTMENT OF CONSTRUCTION SCIENCES

GEOTECHNICAL ENGINEERING

ISRN LUTVDG/TVGT--25/5078--SE (1-73) | ISSN 0349-4977

MASTER'S DISSERTATION

PERMANENT SEKANTPÅLNING MED CCFA-METODEN I URBANA MILJÖER

Utförande och klimatpåverkan

EDWARD MARKS

Supervisors: **ERIKA TUDISCO**, Associate Professor, Geotechnical Engineering, LTH, Lund
and **PATRIK HYBERG**, Civil Engineer in Geotechnology, HYPE AB.
Assistant Supervisor: **PER LINDH**, Adjunct Senior Lecturer, Div. of Building Materials, LTH.
Examiner: **SUSANNE HEYDEN**, Associate Professor, Dept. of Construction Sciences, LTH, Lund.

Copyright © 2025 Geotechnical Engineering,
Dept. of Construction Sciences, Faculty of Engineering LTH, Lund University, Sweden.

Printed by V-husets tryckeri LTH, Lund, Sweden, March 2025 (PI).

For information, address:

Geotechnical Engineering, Dept. of Construction Sciences,
Faculty of Engineering LTH, Lund University, Box 118, SE-221 00 Lund, Sweden.

Homepage: www.geoteknik.lth.se

Abstract

This report presents a comparative analysis of two foundation methods, focusing on their practical implementation and environmental impact in urban environments. The aim is to examine and enhance understanding of less commonly used foundation techniques in Sweden, while also evaluating their potential advantages. The comparison specifically investigates whether a permanently load-bearing secant pile wall constructed using the Cased Continuous Flight Auger (CCFA) method can serve as a viable alternative to conventional profiled steel sheet piling as a support structure and an in-situ formed and cast basement wall.

Although secant piles are frequently used in large-scale infrastructure projects, secant pile walls are relatively rare in properties within urban areas. Given the numerous advantages offered by the CCFA method, this study seeks to critically assess its viability against current industry standards, which predominantly favor steel sheet piling and traditional cast-in-place construction.

Initially, background facts are presented to different methods to highlight their advantages and disadvantages. Afterward, a hypothetical project was developed with the aim of giving the methods the same site-specific conditions and enabling a quantitative and fair comparison. A sheet piling design was carried out to investigate the necessary penetration depth, that was required to quantify the steel sheet piling for the report's climate calculation.

In Sweden, climate impacts from preparatory groundworks and foundation constructions are rarely included in a project's total climate impact. Previous reports show that the total climate footprint of buildings in Sweden is underestimated by 50 %. Therefore, a climate calculation was conducted to identify the most sustainable option. Various scenarios were evaluated, considering both the cement type and the age of the steel sheet pile. The results show that the steel sheet piling and cast-in-place basement wall option generates 10-19 % more tCO₂e compared to the secant pile walls.

The report shows that the secant pile walls reduce the resource time by 40 %, which is an advantage in particularly challenging ground conditions such as those in Skåne. Furthermore, the results of the report indicate that the alternative with secant piles generates less environmental impact in the form of noise and vibrations, which otherwise pose a great risk of subsidence and damage to buildings next to the construction site. Finally, the secant pile wall generates a larger gross area which enables more and/or larger apartments to be produced.

Keywords: Bored piles, CCFA, CFA, Secant pile wall, sheet pile, basement wall, foundation, climate calculation

Sammanfattning

I denna rapport jämförs två olika grundläggningsmetoder med fokus på deras praktiska tillämpning och tillhörande klimatpåverkan i urbana miljöer. Syftet är att undersöka, belysa och öka kunskapen om mindre beprövade grundläggningsmetoder i Sverige, samt öka förståelsen för deras potentiella fördelar. Jämförelsen fokuserar på hur en permanent bärande sekantpålevägg utförd med CCFA-metoden kan vara ett alternativ till sedvanlig profilerad stålspont som stödkonstruktion och en på plats formad och gjuten källarvägg.

Sekantpålar är förekommande grundläggningskonstruktioner i större infrastrukturprojekt men användas sällan för kommersiella fastigheter i urbana miljöer. CCFA-metoden erbjuder flera fördelar vilket gör det intressant att utreda och jämföra mot vad branschen idag anser är praxis d.v.s stålspont och traditionellt platsgjutna konstruktioner.

Inledningsvis presenteras bakgrundsfakta för olika metoder för att belysa deras skillnader samt för- och nackdelar. Därefter skapades ett hypotetiskt projekt i syfte att ge metoderna likadana platsspecifika förutsättningar så att en kvantitativ och rättvis jämförelse kan genomföras. En spontdimensionering genomfördes för att undersöka nedslagningsdjupet vilket krävdes för att mängda stålsponten till klimatkalkylen.

I Sverige tas klimatpåverkan från förberedande markarbeten och grundläggningskonstruktioner sällan med i projekts klimatberäkningar. Tidigare rapporter påvisar att byggnaders totala klimatavtryck i Sverige underskattas med 50 %. Därför genomfördes en klimatkalkyl för metoderna med syftet att utreda det mest klimatsnåla alternativet. Klimatpåverkan analyserades genom olika scenarier beroende på cementtyp och stålspontens ålder. Resultaten påvisar att alternativet med stålspont och platsgjuten källarvägg genererar 10-19 % mer ton koldioxidekvivalenter (tCO_2e) jämfört med sekantpåleväggarna.

Rapporten visar att sekantpåleväggarna reducerar resurstiden med 40 % vilket är en fördel i särskilt utmanande markförhållanden som de i Skåne. Vidare tyder rapportens resultat på att alternativet med sekantpålar genererar mindre omgivningspåverkan i form av buller och vibrationer, vilka utgör en stor risk för att sättningar och skador uppkommer hos byggnader intill byggarbetsplatsen. Slutligen genererar sekantpåleväggen en större bruttoarea vilket ger möjlighet att producera fler och/eller större lägenheter.

Sökord: Grävpålar, CCFA, CFA, sekantpåleväggar, stålspont, källarvägg, foundation, klimatkalkyl

Förord

Detta examensarbete har genomförts som en avslutande del av civilingenjörsprogrammet inom Väg- och vattenbyggnad vid Lunds Tekniska Högskola. Arbetet omfattar 30 högskolepoäng och har utförts på Avdelningen för byggnadsmekanik.

Examensarbetet hade inte gått att genomföra utan den hjälp jag har fått på vägen. Jag vill börja med att tacka Lasse Severin Stou från Aarsleff A/S som har bistått mig med material, dimensioneringar och värdefull kunskap om sekantpålar och CCFA-metoden.

Jag vill tacka mina handledare Erika Tudisco och Patrik Hyberg. Ett särskilt tack vill jag rikta till Patrik som har varit ett konstant och ovärderligt stöd under arbetets gång. Tack för att du introducerade idén till examensarbetet!

Lund, November 2024

Edward Marks

Notation

Latinska bokstäver

A_{sekant} - arean som sekantpåleväggen genererar

A_{spont} - arean som stålsPonten genererar

ΔA - skillnaden i area

BTA_{sekant} - bruttoarean som sekantpåleväggen genererar

BTA_{spont} - bruttoarean som stålsPonten genererar

ΔBTA - skillnaden i bruttoarea

tCO₂e - ton koldioxidekvivalenter

kgCO₂e - kilogram koldioxidekvivalenter

$\Delta \text{tCO}_2\text{e}$ - skillnaden i ton koldioxidekvivalenter mellan metoderna

u - porvattentryck

z - djup

p_a - aktivt jordtryck

p'_a - effektivt aktivt jordtryck

p_p - passivt jordtryck

p'_p - effektivt passivt jordtryck

c - dränerad skjuvhållfasthet

c_{ud} - odränerad skjuvhållfasthet

K_a - modellfaktor

K_{ac} - modellfaktor

K_p - modellfaktor

K_{pc} - modellfaktor

p_{ad} - dimensionerande aktivt jordtryck för en friktionsjord

$p_{p,n}$ - nettojordtryck för kohesionsjordar under schaktbotten

N_{cb} - bärighetsfaktor

h - höjd på jordlager

h_A - avståndet till den resulterande kraften för aktivt jordtryck h_P - avståndet till den resulterande kraften för passivt jordtryck S_H - horisontell kraft för stag

$P_{A,n}$ - resulterande krafter från aktivt jordtryck

$P_{P,n}$ - resulterande krafter från passivt jordtryck

H_d - djup till schaktbotten

d - nedslagningsdjup stålsPont från schaktbotten

Grekiska bokstäver

γ_m - vattenmättad tunghet

γ_w - tunghet vatten

γ - tunghet

γ' - effektiv tunghet

σ_z - vertikalspänning

σ'_z - effektiv vertikalspänning

ϕ'_d - dimensionerande friktionsvinkel

ϕ'_k - karakteristisk friktionsvinkel

γ_d - partialkoefficient

γ_{Sda} - partialkoefficient

Innehåll

Abstract	I
Sammanfattning	III
Förord	V
Notation	VII
Innehåll	X
1 Introduktion	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	1
1.3 Problemställning	2
1.4 Avgränsningar	2
1.5 Metod	3
2 Grundläggningskonstruktioner	5
2.1 Stålspont	5
2.1.1 Borrard stålspont - Berlinerspont/Glesspont	6
2.1.2 Slagen och pressad spont	7
2.1.3 Vibrerad stålspont	8
2.2 Sekantpåleväggar	9
2.2.1 Grävpålar	9
2.2.2 Utformning	11
2.2.3 Ledvägg	13
2.2.4 Continuous Flight Auger [CFA]	13
2.2.5 Cased Continuous Flight Auger [CCFA]	14
2.2.6 Bakåtförankrad sekantpålevägg	15
2.2.7 Vatten och läckage	16
3 Referensprojekt	19
3.1 Hypotetiskt projekt	20
3.1.1 Metod 1 - Sekantpåleväggar	20
3.1.2 Metod 2 - Stålspont och platsgjuten källarvägg	21
3.2 Geologiska egenskaper	24
3.2.1 Jordlagerföljd	24
3.3 Geotekniska egenskaper	28
3.3.1 Vertikala spänningar	28
3.3.2 Dimensionering av stålspont	28

3.4	EFFC - Carbon Calculator	32
4	Resultat	35
4.1	Jordtrycksberäkning - dränerat förhållande	35
4.1.1	K-faktorer	35
4.1.2	Aktivt jordtryck	36
4.1.3	Passivt jordtryck	37
4.1.4	Jordtrycksprofil	37
4.2	Jordtrycksberäkning - odränerat förhållande	39
4.2.1	Aktivt jordtryck	39
4.2.2	Passivt jordtryck	40
4.2.3	Jordtrycksprofil	40
4.3	Klimatkalkyl	42
5	Analys	45
5.1	Konstruktionernas utförande	45
5.2	Spontdimensionering	47
5.3	Yta	47
5.4	Klimat	48
5.5	Vatten & sekantpåleväggar	50
6	Slutsats	51
6.1	Förslag till vidare studier	52
	Litteratur	53
	Bilaga A	56
	Bilaga B	61
	Bilaga C	62
	Bilaga D	65

1 Introduktion

1.1 Bakgrund

I Sverige används sällan metoder med In-situ tekniker, exempelvis sekantpåleväggar och slitsmurar som stödkonstruktion när det byggs källare och garage i urbana miljöer. I Europa är teknikerna däremot välkända och vanligt förekommande som alternativ till den mer konventionella metoden med en källarvägg som är formad, armerad och gjuten på plats, som kräver en temporär stödkonstruktion, ofta i form av en tätspont. Idag anläggs generellt sett en källarkonstruktion i Sverige enligt följande förfarande:

1. Installation av temporärspont
2. Schakt och bortförsel av jordmassor mellan temporär spont och blivande källarvägg
3. Formsättning och armeringsarbeten
4. Gjutning och härdning
5. Tillförsel och återfyllning av jordmassor mellan temporär spont och källarvägg
6. Avinstallation av spont

När städer idag och fortsättningsvis förtätas, är bristen på ytor ett problem. Samhället kommer i framtiden med stor sannolikhet behöva nyttja ytor effektivt och anlägga konstruktioner under mark nära och intill befintliga byggnader. Med anledning av detta kommer minimal omgivningspåverkan vara kravställt vid dessa typer av anläggningsarbeten. Därför måste metoder och tekniker anpassas utifrån dessa förutsättningar.

När spont installeras medför detta en påtaglig omgivningspåverkan i form av vibrationer och buller, men också deformationer. Installation av spont medför även att källarkonstruktioner inte kan anläggas lika tätt inpå befintliga byggnader. Detta beror på det arbetsutrymme som krävs vid formsättning, gjutning eller montage av prefabricerade betongelement. Dessa faktorer i kombination medför att andra alternativ behöver utredas. Syftet med arbetet är därför att undersöka huruvida sekantpåleväggar med Cased Continuous Flight Auger-metoden (CCFA) kan vara ett mer fördelaktigt alternativ än temporär spont som stödkonstruktion och en permanent platsgjuten källarkonstruktion.

1.2 Syfte

Arbetets syfte är att utreda två metoders praktiska utförande och respektive metods klimatpåverkan. Arbetet avser ge klarhet i huruvida sekantpålning som en permanent

konstruktion är ett alternativ till stålspont som stödkonstruktion tillsammans med en platsgjuten källarvägg.

1.3 Problemställning

Följande problemställningar förutsätter att en sekantpålevägg nyttjas temporärt som stödkonstruktion och som en permanent konstruktion i bruksfasen.

- Är CCFA-metoden mer lämplig sett till risker och resurstid?
- Har en sekantpålevägg ett lägre klimatavtryck än en traditionellt utförd platsgjuten källarvägg?
- Kan sekantpåleväggar generera mer bruttoarea i fastigheter genom att de kan anläggas närmare befintliga byggnader, än en platsgjuten källarvägg?
- Hur bör inläckage av vatten i en sekantpålevägg beaktas och hanteras?

Arbetet förväntas utmynna i ett stöd och bakgrund till framtida projekt där källarkonstruktioner anläggs. Detta genom att arbetet har tydliga jämförelser mellan metodernas klimatpåverkan och en utredning av metodernas för- och nackdelar. Arbetet ska bidra till att ge branschen och marknaden bredare kunskap om mindre beprövade metoder i Sverige som kommer vara till nytta vid förtätning av städer.

1.4 Avgränsningar

För att kunna göra en kvantitativ bedömning av två olika metoders utförande och slutprodukt, krävs det avgränsningar med syfte att hålla rapporten inom ramarna för problemställningen. Nedan redogörs för dessa avgränsningar.

- Rapporten berör endast kommersiella och privata fastigheter i urbana miljöer med ett mindre och mer begränsat arbetsområde. Fastigheterna antas vara utrustade med ett kallt garage under mark.
- Rapporten baseras på rådande markförhållanden i Skåne och bör endast betraktas applicerbar på områden med likvärdig geologi.
- Stålspont kommer endast betraktas som en stödkonstruktion, således att det är en nödvändighet för att gjuta en källarvägg.
- Rapporten avser endast behandla platsgjutna källarväggar, inte prefabricerade betongelement. Arbetet undersöker och jämför två platsgjutna metoder med fokus på deras respektive utföranden. Att jämföra dessa mot prefabricerade alternativ, som i praktiken inte produceras på plats, är inte inom ramarna för arbetet.

- Hur bottenplattan tillverkas och förankras i källarväggen kommer inte behandlas i rapporten.
- Analysen kommer möjliggöra för värme, vatten och avlopp att dras in i konstruktionen men inte beskrivas ytterligare.
- Rapporten inkluderar inte en kostnads kalkyl som identifierar det mer ekonomiskt fördelaktiga alternativet. Den ger endast en indikation på att en av metoderna kan vara mer gynnsam.
- Grunden i rapporten är en jämförelse mellan två olika byggsystem, inte en jämförelse mellan två konstruktioner. Den permanenta bärande sekantpåleväggen och den platsgjutna källarväggen förutsetts båda vara erforderligt dimensionerande för rådande geologi.

1.5 Metod

Inspirationen till arbetet har sitt ursprung i ett referensprojekt där en sekantpålevägg har byggts med CCFA-metoden. I övriga linjer på arbetsområdet har schaktväggen upprätthållits med sedvanlig profilerad stålspons. I referensprojektet är det svårt att jämföra konstruktionerna eftersom de inte hade samma förutsättningar.

En litteraturstudie har genomförts som utreder att slå- och/eller vibrera ner stålspons och platsgjuta en källarvägg. Detta ska sedan jämföras mot en permanent sekantpålevägg som är tillverkad med CCFA-metoden. Sekantpåleväggen betraktas som en temporär konstruktion i schaktfasen och i byggnadens bruksfas är den en permanent bärande del som ersätter en platsgjuten källarvägg. Jämförelsen grundar sig i respektive metodmässiga för- och nackdelar kopplat till det praktiska utförandet. Jämförelsen kompletteras med platsbesök och intervjuer för att undersöka och belysa eventuella utmaningar och svårigheter. Intervjuerna genomförs tillsammans med aktörer både från den svenska och danska marknaden för att få perspektiv på hur branschpraxis skiljer sig åt.

För att på ett rättvist och kvantitativt sätt utreda metoderna skapas ett hypotetiskt projekt som specifikt ger metoderna samma förutsättningar. Detta projekt är vad analysen sedan baseras på. Till analysen finns tillhandahållna dimensioneringar för sekantpåleväggen från en konstruktör i Danmark. Dessa beräkningar jämförs mot en sponsdimensionering som genomförs i enlighet med *Sponthandboken 2018: Tillämpnings-exempel - Svävande spons i lera* (SBUF, 2018) för att säkerställa rätt nedslagningsdjup för den profilerade stålsponsen.

En aspekt av att välja mellan metoderna i ett riktigt projekt är deras klimatpåverkan. En kvantitativ klimatkalkyl ska därför genomföras för att utreda det faktiska klimatavtrycket för de två metoderna. Valet av vilket klimatverktyg som ska användas till kalkylen är centralt för att erhålla ett så korrekt svar som möjligt. I litteraturstudien ingår därför ett kapitel som beskriver och motiverar valet av klimatverktyg som kalkylen baseras på.

2 Grundläggningskonstruktioner

I detta avsnitt introduceras olika grundläggningskonstruktioner. Avsnittet syftar till att belysa skillnaderna i utformning och utförande mellan metoderna samt deras respektive för- och nackdelar.

2.1 Stålspont

I Sverige är stålspont idag den vanligaste stödkonstruktionen vid anläggningsarbeten på stora djup. Stålspont består av profilerade plank som borrar, slås eller vibreras ner. StålsPonten skapar en vertikal sammanhängande schaktvägg som förhindrar omkringliggande jord från att rasa in i utgrävningen. Förfarandet styrs av arbetsplatsens geologiska förutsättningar, särskilt om marken är blockrik (Aarsleff UK, 2023).

Stålspont används vanligtvis endast temporärt, det vill säga att den demonteras och i bästa fall återanvänds i andra projekt (SGI, 2023). Stålspont kan levereras i olika profiler, bredd och längder. StålsPontens utseende och geometri styrs av arbetsplatsen geologi och geotekniska egenskaper. Dessa faktorer är dimensionerande för den aktuella stålsPonten som ska användas. I figur 2.1 illustreras stålsPont med plank i profilerna VL603 och AZ18/12-770.



Figur 2.1: Temporära spontplank intill en trafikerad väg från ett grundläggningsprojekt i Lund. Foto: Edward Marks.

Att använda stålspont som en permanent konstruktion vid anläggningsarbeten är oftast ingen eftersträvd lösning då stålsporten inte kan återanvändas. Många entreprenörer vill återanvända sina spontplank då det är en hög kostnad att lämna kvar dem i projektet. Stålspont kan däremot användas som en permanent konstruktion, i sådana fall innebär detta exempelvis att den kvarlämnade spanten syftar till att ge stöd åt källarväggen (SGI, 2023). I marina miljöer är dock permanent stålspont en vanlig lösning, särskilt i kajkonstruktioner. Detta beror på att spontplank går att täta mot vatten med olika lösningar. Därför används också spontning som temporära stödkonstruktioner när brofundament anläggs (Skanska, 2024).

Stålspont kan behöva bakåtförankras för att ge tillräckligt mothåll. Planken kan bakåtförankras med exempelvis dragstag. Metoden är eftersträvd då den möjliggör att stagen kan förankras i mycket hårda jordar och berg (Bärring och Thoresson, 2020). När spontkonstruktionen kräver horisontellt stöd är de två vanligaste metoderna att använda linstag eller självborrande ankarstag, även kallat *Self Drilling Anchor* (SDA). När ett linstag ska installeras påbörjas arbetet genom att borra ett hål med ett foderrör. Inuti röret placeras ett linstag eller en ställina. Röret fylls sedan med injekteringsbruk varpå det får härda. Staget efterspänns sedan till sin dimensionerande last och förses med ett lås. När ett SDA ska förankras monteras en borrkrona i änden på en ihålig gängad stålstång. Stången placeras sedan i en topphammare på en borrhög. Den skarvbara stången roteras sedan in i schaktväggen, vid behov kan även borrhögen slå stången om så krävs. Likt för linstag injekteras staget och förses med en topplatta och mutter. Staget provdrages till sin dimensionerande last.¹

I vissa fall är det inte nödvändigt att bakåtförankra spanten och då används istället konsolspont. Planken förs ner till ett erforderligt djup så att det aktiva och passiva jordtrycket uppnår momentjämvikt (Bärring och Thoresson, 2020). Som en säkerhetsåtgärd för att spontplanken inte ska ge efter tenderar nedslagningsdjupet att vara 20 % mer än det dimensionerande djupet. Åtgärden existerar till följd av att spanten kan rotera runt en punkt som ligger ovanför det ursprungliga nedslagningsdjupet (Bernebring, 2021).

Erfarenheterna av användande av stålspont i Sverige är stor och är i de flesta fall den föredragna lösningen, eftersom både beställare och entreprenörer har mycket kunskap om metoden. Nackdelarna med att installera stålspont är därmed också välkända. När stålspont installeras genom att vibrera eller slå ner planken ger detta upphov till kraftig omgivningspåverkan i form av buller och vibrationer. I torra miljöer alstrar det även väldigt mycket damm (Alén m. fl., 2006).

2.1.1 Borrade stålspont - Berlinerspont/Glesspont

Borrade stålspont används generellt i omgivningar där en föreliggande risk finns för sättningar i närliggande byggnader. I projekt kan lägre omgivningspåverkan vara kravställt av beställaren, marken kan också vara blockrik vilket omöjliggör för spontplanken att installeras genom slagning eller vibrering (Aarsleff Ground Engineering, u.å.). Borrade stålspont installeras genom att borra ner stålrör vertikalt med 0,5 – 2,0 m avstånd

¹Patrik Hyberg. Civilingenjör inom Geoteknik. Mailkonversation 2024-08-23

mellan vardera rör. Därefter schaktas jorden bort successivt i olika nivåer. När en nivå är bortschaktad tätas ytan mellan stålrören, antingen med trä, sprutbetong eller tunna stålplattor. När ytan är tät mellan stålrören är det säkert att fortsätta schakta nedåt, processen upprepas till önskat djup. Glessponton kan förstärkas med svetsade hammarband eller dragstag som horisontalt mothåll (Peab Grundläggning AB, u.å).

En borrhög används för att installera stålrören, beroende på materialet som används vid utfackningen mellan rören har dessa olika förankringslösningar. Om tunna stålplattor ska användas svetsas dessa fast. Vid grunda schakter kan stålrören förankras i berget, vilket ger en tillräckligt stabil konstruktion som resulterar i att horisontal förstärkning inte behövs (Hercules, u.å).

Pålvägg med ramdrivna pålar

Ramdrivna pålar (RD-pålar) kan användas som en permanent eller temporär konstruktion där fördelen är den kraftigare böjstyvheten jämfört med de konventionella spontplanken. RD-pålar är fördelaktiga i svåra markförhållanden när det inte kan implementeras andra stödkonstruktioner, eftersom RD-pålarna kan borraras genom block och in i berg. Borraras RD-pålarna in i berg får de mycket hög vertikal bärförmåga, i kombination med att hammarband installeras får stödkonstruktionen även en hög horisontell bärförmåga (SSAB, 2024).

Unikt för en pålvägg innehållande RD-pålar är låsmekanismen som pålelementen förankras med. På ena elementet finns en skena som löper längs med hela pållängden, som sedan förs i ett spår som omsluter hela skenan. Således skapas successivt en sammanhängande pålvägg. RD-pålar tillverkas av SSAB i stålqualiteterna S355-S550, där S355 anger den karakteristiska draghållfastheten för stålet på 355 MPa. Pålarna levereras med ytterdiametrar från 220 mm till 1200 mm med varierande rörtjocklek beroende på behovet hos stödkonstruktionen (SSAB, 2024).

2.1.2 Slagen och pressad spont

Ibland kan det vara nödvändigt att slå ner sponten om andra metoder som vibrering eller pressning inte är tillräckliga till följd av att marken är för hård. Metoden utförs genom att slå sponten med någon form av fallhejare. Detta är dock riskfyllt med tanke på att de kraftiga slagen kan skada sponten och medföra att spontfoten kröks, dessutom är det en högljudd process.²

En mer skonsam metod kan tillämpas genom att pressa ned plankan med ett verktyg som heter Silent Piler. Detta är en utrustning som kryper längs med stålsponten och trycker ner plankan med en hydraulisk press. Däremot kan metoden endast användas i lösa jordar och är således ej tillämpbar i hårda jordar (Deckner, 2020). Metoden i sig minimerar riskerna för att det uppkommer skador på plankorna, däremot är den dyrare och installeringsprocessen är mer tidskrävande (Byggkoll, 2019).

²Patrik Hyberg. Civilingenjör inom Geoteknik. Muntligt samtal 2024-08-21

2.1.3 Vibrerad stålspont

Vibrodriven stålspont är den mest förekommande metoden när spontplank installeras i Sverige. Det är även den mest ekonomiskt lönsamma då installationen i regel är snabbare, vilket gör den mer kostnadseffektiv jämfört med slagning och borrar. Den främsta utmaningen med vibrodriven spont är olika hinder i mark i form av block eller kvarblivna rester från tidigare anläggningsarbeten, exempelvis gamla rörledningar (Deckner, 2020).

Utrustningarna som används till vibratorn varierar mellan entreprenörer men kan förankras i en mast, grävmaskinsarm eller vara frihängande. Vibratorn är utrustad med en gripklo som greppar tag om livet eller sidorna på spontplankan och som sedan vibreras vertikalt. Vibrationerna överförs till spontplankan vilket möjliggör en enklare neddrivning då jordmassorna luckras upp. Detta medför även att vibrationerna överförs till marken, vilket ger upphov till omgivningspåverkan som i sin tur kan skada närliggande befintliga byggnader och orsaka ett störningsmoment för boende eller arbetande i närområdet (Deckner, 2020).

Idag är det svårt att kvantifiera i förväg vilka vibrationsnivåer som kommer uppstå med valet av maskin och utrustning, ofta då för att varje enskild byggarbetsplats har en varierande geologi, olika byggnader intill arbetsplatsen och eventuella rörledningar i marken. Till följd av detta kan därför även arbetena överskrida de tillåtna vibrationsnivåerna vilket kan leda till ett kostsamt stillestånd i projektet (Deckner, 2020).

Det finns en rad olika företeelser som måste beaktas när spontplank installeras. När spontplanken drivs genom hårdare jordlager ökar vibrationerna, särskilt om plankan stöter på block. Av denna anledning kan det ibland krävas och vara nödvändigt att förborra punkter i den linje som plankan ska drivas ner i. När förborringen genomförs borrar det normalt tre hål, ett i vardera ände av plankan och ett i livet. Finns det vetskap om hinder i mark redan i förväg kan dessa behöva grävas bort, vilket kan vara ett omfattande arbete. Det är viktigt att spontplanken är raka och rena, särskilt spontlåsen där nästa plank ska placeras. Skulle grus eller liknande material finnas i låset ökar friktionen och neddrivningen tar längre tid. Maskinisten måste vara uppmärksam på plankans placering, alltså att den är rak i förhållande till de andra plankorna för att plankan inte ska drivas ner snett i relation till spontlåset. Drivs spontplankan ner för kraftigt finns det en risk att plankan tar skada, särskilt nere i spontfoten som når hårdare jordlager först (Deckner, 2020).

Stålspont har olika livslängder vilket beror på marken den placeras i. I Göteborg kan ett spontplank återanvändas i projekt 10 – 15 gånger till följd av den mjukare Göteborgsleran. I Skåne är däremot marken hårdare, vilket gör att spontplank endast kan återanvändas 4 – 6 gånger.³ Antalet gånger en spontplanka kan återanvändas är beroende på plankans dimension, en grövre plank kan återanvändas fler gånger än vad en tunnare plank kan (Jansson, 2023).

³Patrik Hyberg. Civilingenjör inom Geoteknik. Mailkonversation 2024-09-04

2.2 Sekantpåleväggar

Sekantpålar är en form av platsgjutna cylindriska grävpålar som kan användas temporärt eller permanent för konstruktioner under mark. Metoden är unik i den bemärkelsen att sekantpålar grävs och gjuts på plats med stor flexibilitet, vilket är en fördel i täta innerstadsmiljöer där arbetsytan är begränsad (Bala Consulting Engineers, 2023).

Grävpålar kan tillverkas som enskilda pålement eller i en kontinuerlig linje. När pålarna installeras i en linje erhålls en sekantpålevägg, då överlappar de cirkulära snittens sekanter varandra något, därav namnet *sekantpålar*. Det är viktigt att särskilja enskilda grävpålar från sekantpålar, då sekantpålar endast kan betraktas som sekantpålar när de tillverkas som en del av en sekantpålevägg.

Temporära sekantpåleväggar tillämpas främst i Sverige som gjutna stödkonstruktioner i syfte att upprätthålla en stabil schaktvägg och förhindra vatteninträngning i schakten. Sekantpåleväggar som temporär stödkonstruktion har fördelen att de kan utformas i olika geometrier. Väggen behöver inte nödvändigtvis vara rak utan kan anta en bågform. Grävpålar kan installeras som enskilda bärande permanenta pålement, såväl som permanenta bärande sekantpåleväggar (Åhnberg, 2004).

Olika metoder kan tillämpas när sekantpålar ska installeras. Det som avgör metodvalet är bl.a. de geologiska förutsättningarna, pållängden och konstruktionen. Till detta hör även valet av maskin till, då vridmomentet på neddrivningen måste vara av tillräcklig storlek för att ta sig genom olika lager i marken till önskat djup. Större påldjup kräver maskiner med kraftigare vridmoment (Åhnberg, 2004).

2.2.1 Grävpålar

Grävpålar är cylindriska hål som borrar i marken, de tillverkas i olika diametrar och lämpar sig väl i stora infrastruktur- och anläggningsprojekt till följd av pålens stora bärformåga. Grävpålarna tillverkas vanligtvis i diametrarna 0,8 – 2,0 m. Grävpålarna kan erbjudas i mindre eller större dimensioner beroende på de platsspecifika förutsättningarna och den önskade konstruktionen (Olsson och Holm, 1993a). Grävpålar avser främst överföra laster från en överbyggnad ner i marken och på så vis förhindra sättningar, alternativt agera pelarfundament till exempelvis urschaktade tunnlar. Grävpålen kan tillverkas på ett stort djup och agera mantelbärande. Likaså kan grävpålen tillverkas ner till ett tillräckligt bärkraftigt jordlager eller berg, då är den spetsbärande. En grävpåle kan alltså vara en kombination av mantel- respektive spetsbärande (Olsson och Holm, 1993b).

Kelly-borrning

Olika borrar metoder avgör djupet på grävpålen, de har fördelen att nå till stora djup och kan ta sig genom blockrik jord och hela vägen ner till och genom berg (Sigma Plantfinder, 2020). Den mest framstående metoden för att tillverka grävpålar med stort djup är Kelly-borrning. Metoden nyttjar en teleskopisk Kelly-stång som maskinisten

successivt kan veckla ut för att nå ett större djup. Metoden förmår nå ner till djup om 125 m med en diameter på grävpålen upp till och med 3 m (Bauer Maschinen, u.å).

Kelly-metoden utförs med “casing”, alltså att borrhålet stabiliseras med att successivt bygga på med delar av ett rör längs med hela grävpådens djup. Innerdiametern på casingen är lika stor som diametern på grävpålen. Första delen av casingen, bottendelen, är utrustad med borrhänder vilket förenklar neddrivning i hårda jordar och berg. När bottendelen är helt nere i marken, dras den upp för att tömmas på materialet, sedan kopplas nästa del på och man fortsätter med samma process ner till det önskade djupet (Bauer Spezialtiefbau GmbH, 2018). En grävpåle kan armeras antingen med en korg eller balk. Armeringen placeras i den tomma grävpålen innan hålet fylls med färsk betong. När grävpålen är armerad och färdiggjuten dras rördelarna upp och tas isär successivt tills den sista delen är uppe. Om inte Kelly-borrning är den valda metoden kan andra stabiliseringsåtgärder tillämpas genom att tillföra vatten eller borrhätska med bentonit (Olsson och Holm, 1993a).

Grävpålar kan vara spetsburna, att de grävs och gjuts på eller genom berg, samtidigt kan de vara mantelbärande om djupet på pålen är tillräckligt. Grävpålar har hög kapacitet att bära stora koncentrerade vertikala laster och stora horisontella laster. Metoden anses därför passa väl i urbana miljöer till följd av grävpålarnas bärförmåga och låga omgivningspåverkan vid tillverkningen (Olsson och Holm, 1993a).

När grävpålar tillverkas med diametrar om två meter och uppåt krävs det stora maskiner. Med detta tillkommer även att ytan arbetena utförs på ska vara tillräckligt bärande och packad. Figur 2.2 visar en bild på en pålmaskin som är fullt utrustad för att tillverka grävpålar med Kelly-borrning. Arbetsvikten med alla tillhörande verktyg uppgår till 182 ton. Den teleskopiska armen kan i det här fallet nå ner till 100 m djup (Bauer Maschinen GmbH, 2018).



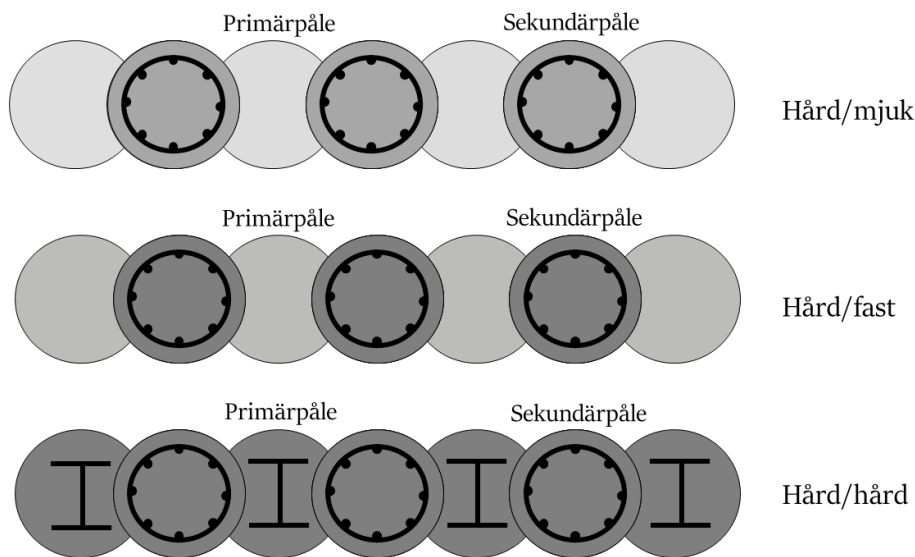
Figur 2.2: En bild från Haga i Göteborg där grävpålar tillverkades med Kelly-borring. Maskinen är en Bauer BG45. Foto: Edward Marks.

2.2.2 Utformning

Sekantpåleväggar utförs genom installation av primär- respektive sekundärpålar. Pålar-na har olika hållfasthetsegenskaper beroende på betongtypen med varierande mängd armering. En primärpåle gjuts först, sedan gjuts en till primärpåle med ett särskilt avstånd till den första pålen. Mellan dessa gjuts därefter sekundärpålarna med en högre hållfasthet, därefter upprepas processen fram tills att sekantpåleväggen är färdigställd. Hur mycket sekantpålarna överlappar varandra varierar i olika projekt, vanligtvis är överlappningen 10-20% av påldiametern (Åhnberg, 2004). Det är inte alltid nödvändigt att primär- och sekundärpålarna har samma egenskaper, därför delas de in i olika hållfast-hetskombinationer. De olika kombinationerna benämns efter 'sekundärpåle/primärpåle' och är hård/mjuk, hård/fast och hård/hård, se figur 2.3. Hård/mjuk innebär att be-

tongen i primärpålen är mjukare i förhållande till sekundärpålen. Hård/fast innebär att den primära pålen har något högre hållfasthet, men den är fortfarande lägre i förhållande till den sekundära pålen. Hård/hård innebär att pålarna har samma betongblandning. Detta är ett sätt att beskriva hur hållfastheterna för pålelementen skiljer sig åt. Det finns alltså inte ett värde för hållfastheten gällande vad som anses vara en hård respektive en mjuk påle; endast att sekundärpålen har högre hållfasthet än den primära. Att primärpålen har lägre hållfasthet än den sekundära medför även att det blir enklare att borra hålet för den sekundära pålen genom sekanterna på de primära (Åhnberg, 2004). Att primär- respektive sekundärpålar har olika hållfastheter beror även på att olika betongblandningar används, detta för reducera produktionskostnader. När sekundärpålen borraras genom primärpålen med lägre hållfasthet minskar även borrarlitaget på augerskruven (Stou, 2024).

Påldiametern kan varieras och i vissa fall har primär- och sekundärpålarna inte samma diameter. Valet av diameter är beroende av maskin och metod. Det finns maskiner tillgängliga idag som kan installera sekantpålar med diametrarna 0,3 – 2,0 m.



Figur 2.3: Illustration av olika hållfasthetskombinationer i en sekantpålevägg. Inspirerad av Åhnberg.

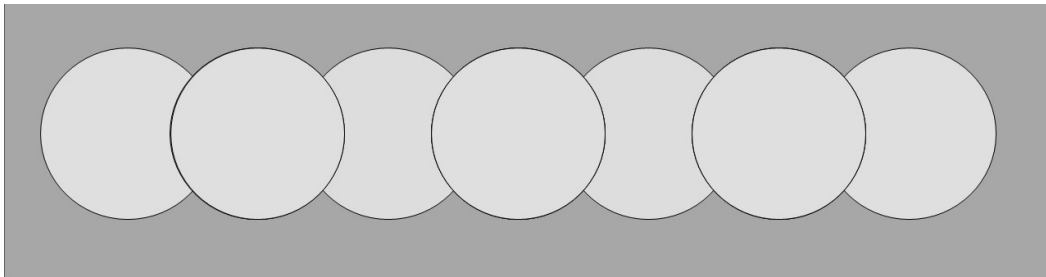
Det är sällan primärpålen armeras och det är heller inte alltid nödvändigt. Ofta räcker det med att sekundärpålen är kraftigt armerad. Att armera primärpålen kan utgöra ett utmanande moment. Varför det kan bli besvärligt är främst för att sekundärpålen borraras genom primärpålen. Är primärpålen armerad föreligger det en risk att armeringen blockerar augerskruven och att armeringen i primärpålen hindrar en korrekt placering av armering i sekundärpålen - som har störst betydelse för väggens böjmotstånd.

Att armera med balk är att föredra till sekantpåleväggar med lägre dimensioner, till följd av att armeringskorgen är för liten och därmed inte har tillräckligt böjmotstånd. Det är även enklare att installera en balk i en sekantpåle när den är färdiggjuten av anledningen att balken ger ett lägre motstånd än en armeringskorg (Stou, 2024). Armeringen är utrustad med så kallade distanser så att korgen eller balken hamnar rätt i pålen. Detta säkerställer att armeringen får rätt täcksikt när betongen härdar.

Däremot är det riskabelt att försöka justera en armeringskorg efter det att den sänkts ner i pålen, att dra upp korgen kan ge den omfattande skador (Stou, 2024).

2.2.3 Ledvägg

Innan sekantpålarna grävs och gjuts byggs en ledvägg för att säkerställa sekantpålarnas placering i x- och y-riktning, se figur 2.4. Ledväggen avser även att upprätthålla korrekt riktning vertikalt, det finns annars stor risk med ett stort djup att pålarna avviker från varandra längre ner i marken. Till följd av detta uppnås därför inte den önskade konstruktionen, det kan krävas omfattande efterarbeten med tätning och gjutning för att komplettera konstruktionen (Stou, 2024). I särskilda fall kan ledväggen kräva armering för att vara intakt under hela processen när pålarna grävs (Keller UK, u.å). Ledväggen byggs genom att skära ut pålarnas önskade geometri ur cellplast för att sedan placera dem på marken. När det är säkerställt att mallen för pålarna ligger korrekt gjuts det sedan betong runt mallen. När ledväggen har härdat tillräckligt kan pålningsarbetet börja (Stou, 2024).



Figur 2.4: Exempel på en styrvägg för sekantpål, där mittenpartiet är den utskurna geometrin i cellplast omsluten av betong.

2.2.4 Continuous Flight Auger [CFA]

När grävpålar utförda med CFA installeras roterar en kontinuerlig augerskruv som har ett centrerat ihåligt rör. Augerskruven roterar ner till det önskade djupet varvid skruven dras upp med en viss hastighet. När skruven dras upp pumpas det simultant ner betong i skruvens centriska innerrör för att upprätthålla det statiska trycket i det cylindriska hålet. Volymen och trycket injekteringsbruket pumpas in med måste kontinuerligt kontrolleras för att inte grävpålen ska bli ofullständig (Keller NA, u.å).

Efter att skruven är uppdragen och hålet är fyllt med betong trycks armeringen ner i den färska betongen. Beroende på betongens egenskaper, särskilt hur styv den är, kan ett vibreringsverktyg användas för att positionera armeringen på korrekt plats. Detta är centralt för att få ett erforderligt täckskikt till armeringen, alltså att armeringen är centrerad i mitten av grävpålen och helt omsluten av betong. Armeringen kan ha varierande längd beroende på vad sekantpåleväggen är dimensionerad för, armeringen kan även ha samma längd som borrhjupet på grävpålen ifall konstruktionen kräver det (Keller ME, u.å).

Inuti maskinen övervakar maskinisten neddrivningen av skruven och ser till att den ligger rätt i samtliga riktningar. Maskinisten kan på instrumentbrädan bland annat

övervaka djupet på grävpålen, hastigheten på skruvens neddrivning samt trycket betongen pumpas in med. När grävpålen har härdat kan man med olika metoder verifiera och säkerställa att pålen har erforderlig horisontell och vertikal hållfasthet (Keller ME, u.å).

CFA lämpar sig väl i kohesions- och friktionsjordar, detta för att jordmaterialet ska kunna transporteras upp i augerskruven. Om borrhålet är instabilt kan det ibland krävas ett foderrör eller stödvätska för att stabilisera materialet runt borrhålet (Keller ME, u.å). Påldiametern varierar mellan projekt, med dagens maskiner erbjuds diametrar mellan 300 – 1200 mm (Aarsleff UK, u.å[a]).

Olika entreprenörer använder olika maskiner och därmed varierar även utbudet på påldjupet. Det maximala påldjupet som erbjuds idag är mellan 20 och 35 m, beroende på maskin och önskad konstruktion. Grävpålar utförda med CFA är i de flesta fallen mantelbärande, de grävs och gjuts sällan ner till berg då det oftast ligger på stort djup (Olsson och Holm, 1993a). Om materialet i marken är tillräckligt hårt ger det ett visst bärande bidrag varför pålen då kan betraktas som en kombination av att vara mantel- och spetsbärande.

I urbana miljöer är det känsligt med högljudda grundläggningsarbeten, vissa arbeten får enbart utföras under särskilda tider med krav på ljudnivån. Med kraftiga vibrationer riskerar man att skada och påverka närliggande byggnader negativt. CFA lämpar sig väl i urbana miljöer då den har en liten omgivningspåverkan sett till vibration och ljud. Detta uppnås genom att skruven med en jämn rörelse penetrerar marken utan att kraftiga vibrationer uppkommer (Jeffrey Machine, u.å). Skruven påverkar endast integriteten av materialet den förflyttar, inte omkringliggande jordmaterial. Jordmaterialet ansamlas vid markytan och förs bort med en grävsropa, alternativt andra lämpliga förfaranden. Jämfört med andra borrhållningsmetoder, som Kelly borrhållning, är CFA en skonsam metod då den har en lägre omgivningspåverkan (Jeffrey Machine, u.å).

2.2.5 Cased Continuous Flight Auger [CCFA]

CCFA-tekniken är särskilt framtagen och utvecklad för att kunna anlägga en stödkonstruktion eller permanent sekantpålevägg intill en byggnad. Metoden har sitt ursprung från Tyskland och heter *Vor der Wand*, alltså *Front-of-Wall*.

CCFA har den utmärkande skillnaden att augerskruven omsluts av ett roterande foderrör. Specifikt för detta är att skruven och foderröret roterar i motsatt riktning mot varandra, således roterar skruven medurs och foderröret moturs, eller tvärtom. Detta kallas i branschen för *double rotary drilling*, på svenska dubbel roterande borrhållning. Jämfört med Kelly borrhållning och CFA-metoden behöver inte borrhålet stabiliseras med någon stödvätska eller vatten, då foderröret agerar stabiliserande för borrhållet och förhindrar kollaps. Foderrörets nedre del är utrustad med borrhålltänder vilket möjliggör en kraftigare neddrivning som gör att metoden kan användas i hårdare jordar. Skulle behovet finnas kan ibland även augerskruven utrustas med borrhålltänder för att ytterligare förbättra neddrivningen. Dock fungerar metoden endast optimalt upp till och med jordar som maximalt har en hållfasthet av 20 MPa (BAUER Maschinen GmbH, 2011).

CCFA är den mest lämpade metoden när sekantpåleväggar tillverkas till följd av att metoden kombinerar alla steg från Kelly-borrning och CFA. För att specificera varför presenteras nedan hur de olika fördelarna kombineras:

- Metoden möjliggör att sekantpåleväggen kan anläggas så nära som ca 20-40 cm från befintliga byggnader.
- Borrhålet stabiliseras av foderröret, det behövs ingen stödvätska eller vatten vilket kan krävas med CFA eller Kelly-borrning.
- Då ingen tillförsel av stödvätska eller vatten är nödvändig med CCFA ger det upphov till en renare arbetsyta.
- Jordmassorna transporteras upp genom augerskruven och ut genom foderrörets toppenparti. Foderröret behöver tömmas på de sista massorna när påldjupet är uppnått och hålet är fyllt med betong.
- Augerskruven är utrustad med ett centriskt rör där betong pumpas ned simultant som augerskruven dras upp. Maskinisten övervakar panelerna inuti maskinen för att säkerställa att ett erforderligt tryck upprätthålls när betongen pumpas in. Med Kelly-borrning tillsätts betong i borrhålet först efter det är färdigborrat och skruven är helt uppdragen.
- Augerskruven och foderröret är utrustade med borrhåttänder som gör CCFA tillämpbar i hårdare jordar.
- CCFA har ett redan komplett foderrör, med Kelly-borrning krävs det att man successivt bygger på med rördelar efterhand som borrhålet blir djupare.
- Massorna som transporteras bort ersätts av betong vilket innebär att volymen förblir densamma i marken, därmed påverkas inte närliggande byggnader.

När samtliga steg kombineras medför det att sekantpålarna tillverkas på kortare tid, varför metoden föredras när sekantpåleväggar tillverkas.

2.2.6 Bakåtförankrad sekantpålevägg

Likt det som beskrivs för stålspons i avsnitt 2.1 kan sekantpåleväggar bakåtförankras om den horisontala bärförmågan är otillräcklig. Förfarandet styrs av påldiametern. Generellt förses sekantpåleväggar med efterspända ankarstag om påldiametern $> \varnothing 700$ mm. När påldiametern är lägre än 700 mm förses sekantpåleväggen med ett hammarband eller en ingjuten plåt (Stou, 2024).

Efter gjutningen av sekantpålarna schaktas jordmassorna successivt bort tills höjden för installationen av ankarstaget är uppnådd. Ankarstagen ska borraras med en särskild vinkel som tar hänsyn till både hur mycket staget ska bära och eventuella konstruktioner intill sekantpåleväggen som måste undvikas. Innan hålet för ankarstaget borraras måste en plan yta borraras som är orienterad vinkelrätt mot ankarstagets vinkel. Därefter förböras hålet för ankarstaget till den dimensionerade längden. Staget är ihåligt och

ser ut som en gängad stålstång. Injekteringsbruk sprutas in i stagets hål för att ge mothåll i stagets andra ände. Ankarstagets spänns sedan fast med en bricka och mutter (Höglund och Forsén, 2015).

Om sekantpåleväggen är dimensionerad för att vara permanent måste hänsyn tas till hur hålen för ankarstagen ska tätas mot vatten. Ankarstagen kan tas bort när de har ersatts av annat horisontalt stöd som exempelvis stämp eller bjälklag. Vanligtvis tätas då hålen med injekteringsbruk. Om ankarstagen lämnas kvar måste staget på utsidan av sekantpålen tätas, annars finns det en risk att vatten kan tränga sig igenom (Stou, 2024).

2.2.7 Vatten och läckage

Primär- och sekundärpålarna överlappar varandra för att erhålla en tät konstruktion, för att förhindra jordmassor och vatten från att ta sig genom konstruktionen. Trots överlappningen mellan pålarna kan inte konstruktionen anses vattentät, då inga särskilda tätningmetoder har tillämpats utöver konstruktionens design. För att åtgärda detta problem kan man låta pålarna härda längre, upp till och med 56 dagar (Aarsleff UK, u.å[b]). Att låta betongen härda längre är synonymt med en längre produktionstid, vilket inte är gynnsamt för projektet. En annan åtgärd är att tätta lokalt, alltså på områden eller enskilda punkter där vattenläckage förekommer. Läckaget är sällan flödande vatten, snarare en ansamling av vatten som ger upphov till att vatten droppar på insidan av sekantpåleväggen. Vatten kan dock transportera sig genom konstruktionen via ankarstagen, i detta fall kan vatten flöda in i schakten (Stou, 2024). Det är svårt att kvantifiera i förväg vilka förväntade volymer vatten som faktiskt uppstår som läckage, då detta är starkt beroende på kvaliteten i den färdigställda sekantpåleväggen.

Om vatten mot förmodan tränger sig in i schakten i större volymer kan detta ge upphov till kvarvarande mängder vatten som utgör en arbetsmiljörisk för yrkesarbetarna. Vattnet kan tas bort genom att installera en temporär pump. Skulle vattnet ta sig in i en färdigställd sekantpålevägg, i den permanenta fasen, kan dagvattenlösningar implementeras för att hantera bortforslingen av vattnet. En sådan lösning är att installera rännor som transporterar bort vattnet vidare till brunnar eller pumpar, se figur 2.6.

I Danmark förekommer det att dagvattensystem används för att hantera läckage av vatten i konstruktioner som är uppförda med permanenta sekantpåleväggar. Detta verkar inte vara en acceptabel lösning i Sverige, då praxis i branschen tydligt skiljer sig åt. För att lösa en liknande företeelse i Sverige för det permanenta fallet, byggs det en skin-wall över den råa sekantpåleväggen. En skin-wall syftar till att skapa en barriär mellan sekantpåleväggen och rummet utanför skin-wallen, detta för att leda vattnet vidare till ett dagvattensystem eller en pumpstation som skickar vattnet till markytan.

En skin-wall syftar inte endast till att tillfredsställa estetiska aspekter utan avser även hantera vattenlaster. En skin-wall gjuts alltså direkt på den råa sekantpåleväggen och är dimensionerad för att hantera vattenlaster, samtidigt som den råa sekantpåleväggen hanterar jordlaster. I detta avseende kan konstruktionen anses vara vattentät.

Ett platsbesök genomfördes i ett parkeringsgarage i Köpenhamn som just är utfört med permanenta sekantpåleväggar. Utmärkande för garaget är att sekantpålarna var råa, alltså helt synliga efter urschaktningen. Efter okulär undersökning av pålarna kunde fyra områden identifieras där vatten har läckt in i konstruktionen. I figur 2.5 presenteras bilderna som illustrerar var läckagen förekom.



(a) Läckage i fogen



(b) Fukt i väggen



(c) Läckage från stag



(d) Läckage från kantbalk

Figur 2.5: Olika läckage (a), (b), (c) och (d) från ett P-garage i Köpenhamn. Foto: Edward Marks

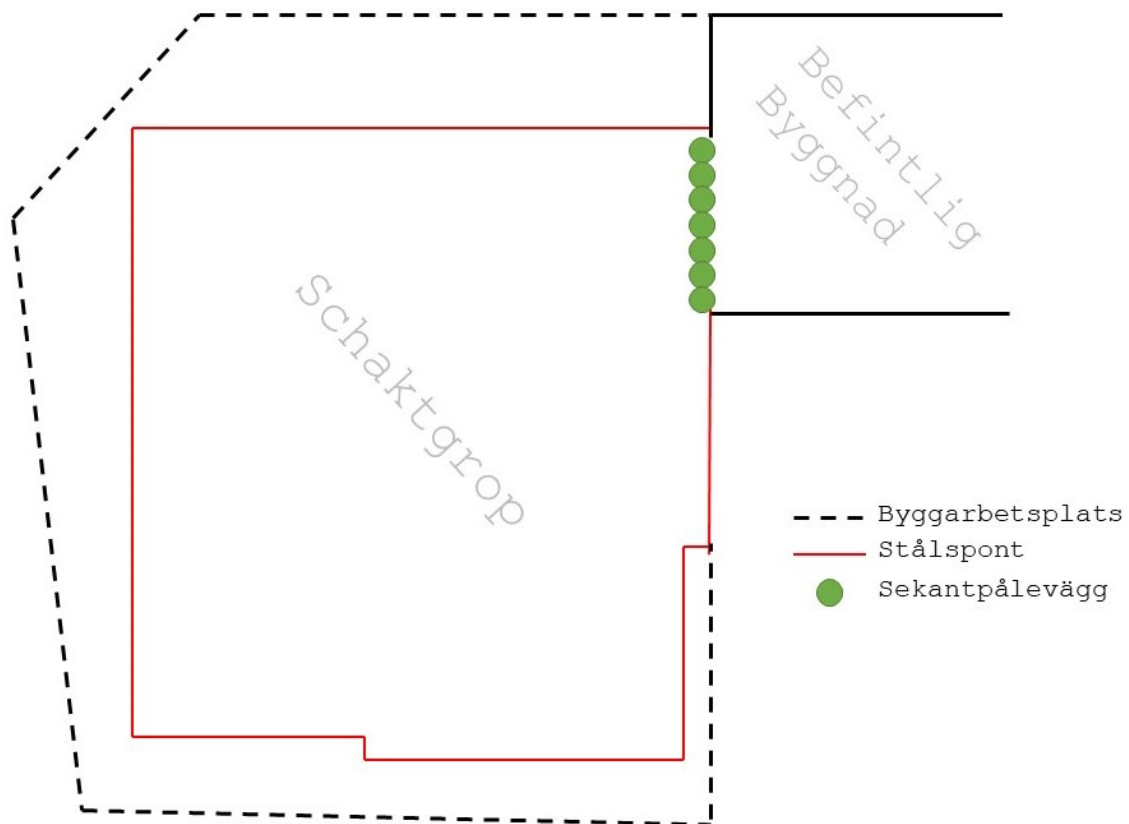


Figur 2.6: Råa sekantpåleväggar från ett P-garage i Köpenhamn, notera dagvattenlösningen med rännan. Foto: Edward Marks

3 Referensprojekt

Kapitlet presenterar inspirationen för det hypotetiska projektet vilket sedermera står till grund för vad analysen baseras på. I kapitlet förekommer beräkningar som förtydligar både det hypotetiska projektet och olika resonemang.

Rapporten tar inspiration från ett referensprojekt i Lund där ett flerbostadshus ska uppföras med både sekantpåleväggar och stålspons som stödkonstruktion, se figur 3.1 för en övergripande bild av referensprojektet. Sekantpåleväggar användes endast som en temporär stödkonstruktion intill en befintlig byggnad. Metoden blev den valda lösningen till följd av att den tillåter stödkonstruktionen att anläggas nära byggnaden, i sin tur genererar även det mer yta som den nya byggnaden kan anläggas på. Sekantpålningen ger lägre omgivningspåverkan vilket också var en av anledningarna till varför metoden valdes. I övriga linjer hos referensprojektet används profilerad stålspons med varierande nedslagningsdjup till följd av hårt jordmaterial i marken.



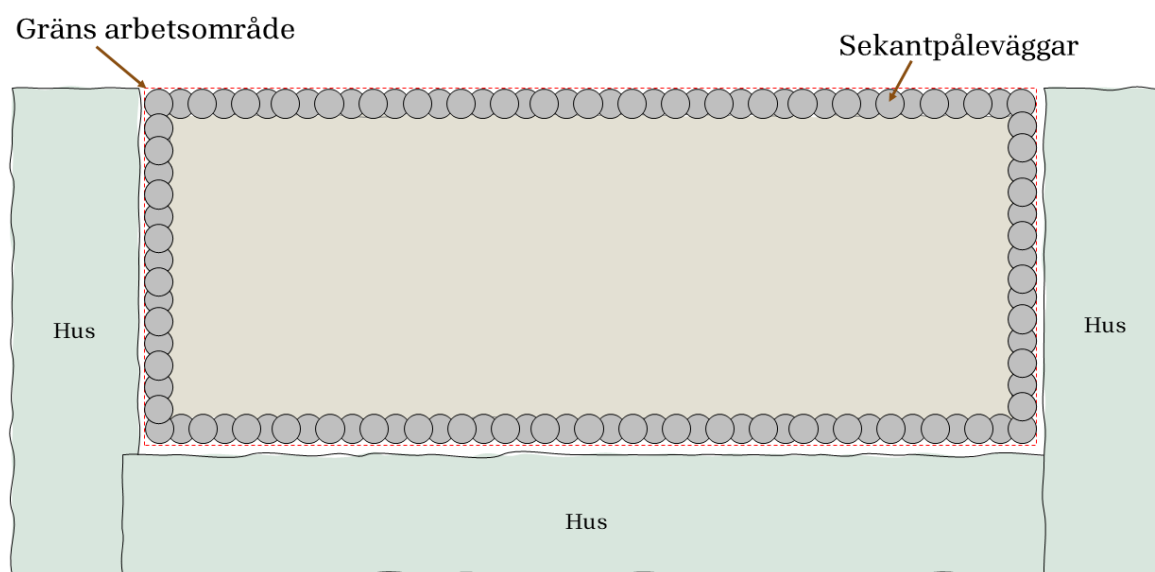
Figur 3.1: Illustration över referensprojektet.

3.1 Hypotetiskt projekt

I referensprojektet är det svårt att göra en kvantitativ bedömning av de två metoderna eftersom sekantpålning endast tillämpats på en mindre sträcka. Stålspons utgör majoriteten av den totala stödkonstruktionen i referensprojektet. Följaktligen uppstod frågan vad utfallet resulterat i om endast stålspons respektive sekantpålar använts. Fastigheten består av en sexvåningsbyggnad med ett kallt (icke isolerat) garage under mark, då det med stor sannolikhet förblir den valda lösningen i verkliga projekt. Två modeller har upprättats för Metod 1 och Metod 2, dessa redovisas nedan. Modellerna anses vara realistiska i förhållande till den problemställning som ska besvaras, att byggnaden är belägen i urban miljö intill befintliga byggnader.

3.1.1 Metod 1 - Sekantpåleväggar

För att möjliggöra en rättvis utredning av metoderna skapades en byggarbetsplats där en kommersiell fastighet ska byggas i en urban miljö. Byggnaden är belägen och omsluten av befintliga byggnader på tre av byggarbetsplatsens fyra sidor, den återstående sidan angränsar till en parkeringsplats intill en väg, se figur 3.2. Husen antas ge upphov till en överlast på 20 kPa.



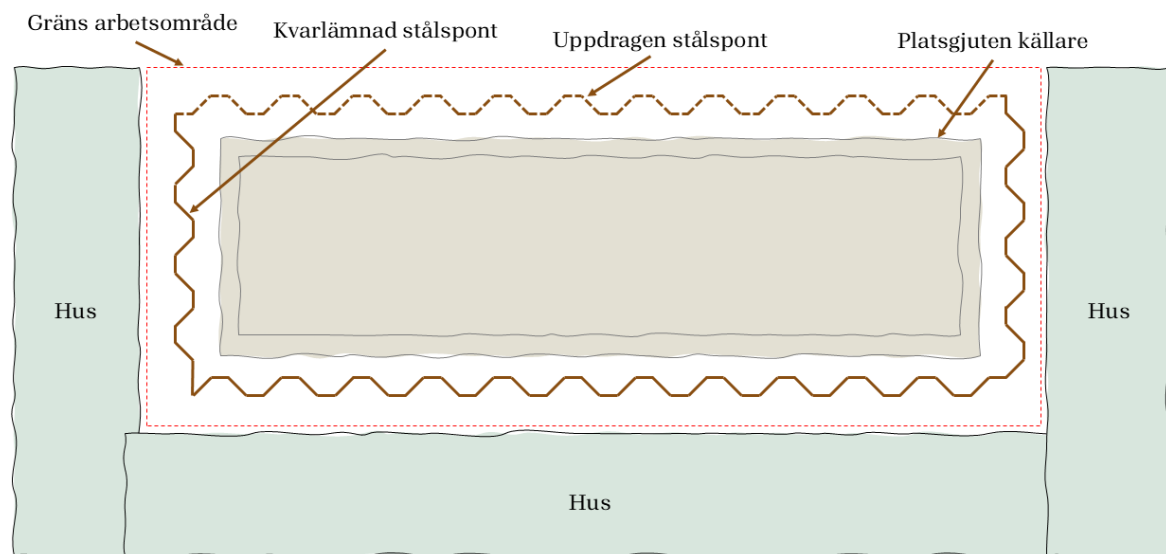
Figur 3.2: Illustration över Metod 1 med sekantpålevägg som permanent konstruktion. Västra, södra och östra sidan av området angränsar till respektive befintliga fastigheter, Hus A, B och C. Norra sidan angränsar till en längsgående väg. Figuren visar var sekantpåleväggarna ska tillverkas, samt var vatten, el och värme kan kopplas på till byggnaden

Genom att byggnaden ligger intill vägen möjliggör det för påkoppling till el, värme och vatten, vilka i det här fallet förutsätts vara nedgrävda i vägen. Den valda konstruktionen är sekantpåleväggar, dessa avser agera stödkonstruktion i det temporära skedet när schaktväggarna ska upprätthållas. Sekantpålarna är även dimensionerade för att vara en permanent konstruktion i grundläggningen. Därför platsgjuts ingen källarvägg, utan det är sekantpålarna som är det bärande elementet när byggnaden senare är färdigställd.

Sekantpålarna har längden 6.4 m och efter schaktningsarbeten är 1.5 m av pålarna nere i marken med en källarväggshöjd på 4 m. Sekantpålarna platsgjuts enligt CCFA-metoden, se avsnitt 2.2.5. En bottenplatta ska gjutas och tätas mot sekantpålarna.

3.1.2 Metod 2 - Stålspont och platsgjuten källarvägg

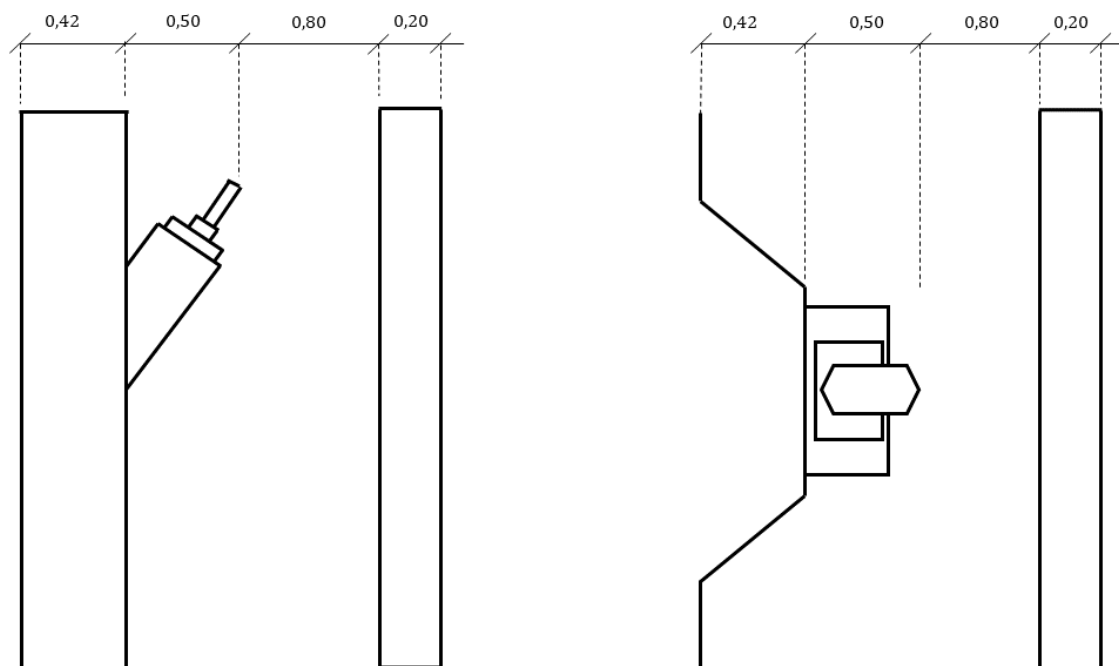
Modellen har samma förutsättningar som för Metod 1 - Sekantpåleväggar, med den utmärkande skillnaden att en annan metod tillämpas. Eftersom den permanenta grundläggningskonstruktionen är en platsgjuten källarvägg kräver förfarandet att stålspont används för att upprätthålla schakten. StålsPonten betraktas alltså som en konsekvens och nödvändighet för att anlägga grunden till fastigheten. Den aktuella källarväggen som ska byggas har höjden 4 m, bredden 0.3 m och är totalt 124,8 löpmetrar lång.



Figur 3.3: Illustration över Metod 2 med delvis temporär och delvis permanent stålspont som stödkonstruktion. I schaktgropen sker formsättning, gjutning av bottenplatta och källarväggar. Västra, södra och östra sidan av området angränsar till respektive befintliga fastigheter, Hus A, B och C. Norra sidan angränsar till en längsgående väg. Figuren visar var den temporära stålsPonten installeras, samt var vatten, el och värme kan kopplas på till byggnaden

Eftersom spontplanken inte kan installeras med sin centrumlinje placerad rakt på gränsen för arbetsområdet blir arbetsytan mindre inuti schaktgropen. Ryggen på sponten blir alltså placerad längs med gränsen så att de profilerade planken vätter ut mot schaktgropen enligt figur 3.3. Utöver detta tar hammarbandet och ankarstaget upp ett avstånd som vanligtvis uppgår till ca 0.5 m.¹ Enligt 3 kap. 6 § i *Arbetsmiljöverkets föreskrifter och allmänna råd (AFS 2023:12) om utformning av arbetsplatser* är det angivet att det ska finnas ett fritt avstånd om minst 0.8 m på en yta där arbete förekommer. I det här fallet ska det finnas en fri yta mellan staget och ytterkant på formen för källarväggen. Vidare har formen till den platsgjutna källarväggen en tjocklek om 0.2 m. Sammantaget uppgår det totala avståndet mellan gränsen för arbetsområdet till ytterkant på den platsgjutna källaren till $0.42 + 0.5 + 0.8 + 0.2 = 1.92$ m. Se figur 3.4 för en illustration över situationen.

¹Patrik Hyberg. Civilingenjör inom Geoteknik. Mail-konversation 2024-09-04



Figur 3.4: Illustration av avståndet från spontplank till källarvägg. Figuren visar avstånden från vänster till höger: spontplank, ankarstag, fri yta, form till källarvägg. Den vänstra sidan visar situationen i profil och den högra uppifrån sett.

Metod 2 genererar alltså en lägre byggarea (BYA) än vad Metod 1 gör. Skillnaden är:

$$BYA_{\text{sekant}} = 50 \cdot 20 = 1000 \text{ m}^2$$

$$BYA_{\text{spont}} = (50 - 1.92 \cdot 2) \cdot (20 - 1.92 \cdot 2) \approx 746 \text{ m}^2$$

$$\Delta BYA = 1000 - 746 = 254 \text{ m}^2$$

Om bredden på både sekantpälarna och den platsgjutna källarväggen beaktas kan skillnaden i bruttoarea (BTA) tas fram.

$$BTA_{\text{sekant}} = (50 - 0.52 \cdot 2) \cdot (20 - 0.52 \cdot 2) \approx 928 \text{ m}^2$$

$$BTA_{\text{spont}} = (50 - (1.92 \cdot 2 + 0.3 \cdot 2)) \cdot (20 - (1.92 \cdot 2 + 0.3 \cdot 2)) \approx 727 \text{ m}^2$$

$$\Delta BTA = 928 - 727 = 201 \text{ m}^2$$

Den norra spontlinjen i figur 3.3 är illustrerad med en streckad linje och resterande spontlinjer är heldragna. Detta beror på att den streckade linjen avser temporär spont och den heldragna avser kvarlämnad spont. När grunden till fastigheten är färdigställd omöjliggör detta för en vanlig spontmaskin att röra sig obehindrat på området och dra upp spontplanken. Med anledning av detta kräver situationen att en mobilkran avetablerar spontplanken med ett frihängande vibroverktyg. Rent praktiskt är det möjligt för en mobilkran att nå spontplanken. Dock är det längsta avståndet till en spontplanka 20 m vilket skulle kräva en mobilkran som väger minst 100 ton.

Att avetablera spontplanken med en mobilkran innebär en rad olika risker. För att ta bort planken används en frihängande vibrohammare. Hammaren klämmer sig fast på

plankans överkant varpå hammaren börjar vibrera och långsamt drar upp plankan. Det uppstår friktion mellan plankan och omkringliggande jord samt friktion i spontlåset, vilket motverkar uppdragningen. Det föreligger därför en risk att antingen plankan eller utrustningen som drar upp planket går sönder. Tillståndet hos ett spontplank som är återanvänt några gånger är inte av samma kvalitet som när den producerades, figur 3.5 visar hur ett faktiskt brott i plankan kan se ut. Vajern som vibroverkyget hänger i kan också gå av. Om någon av dessa två incidenter inträffar skulle vibroverkyget, som väger mellan 1.5 – 2.0 ton, få en jojo-liknande effekt och svänga okontrollerat intill de närliggande byggnadernas fasader. Av dessa anledningar bedöms det inte vara tillräckligt säkert att dra upp planken längs med den västra, södra och östra sidan, därför lämnas de kvar.



Figur 3.5: En spontplanka som har gått till brott i överkant vid avetablering. Foto: Patrik Hyberg.

3.2 Geologiska egenskaper

Avsnittet har en struktur som följer en hypotetisk markteknisk undersökningsrapport (MUR) baserad på geologin i Lund. Beskrivningen av de geologiska egenskaperna innehåller nödvändiga antaganden som gjorts för att möjliggöra en realistisk bakgrund till analysen. Nedan beskrivs även olika metoder som används vid framställningen av en MUR, dessa är således förankrade i vad branschen anser vara praxis vid upprättandet av en fullständig MUR.

Den marktekniska undersökningen avser en fastighet med sex våningsplan samt ett källarplan. Schaktbotten är enligt projekteringsmaterial beläget på +30,50 m.ö.h. Markytan ligger vid +35,9. Fältundersökningar har genomförts för att kartlägga området och dess geologi. Undersökningarna har genomförts med skruvborr och diverse sonderingar. Jordarterna har klassificerats i fält okulärt och provtagningar har undersökts i laboratorium för att verifiera jordarten fullkomligt. Djupet till berg bedöms uppgå till 100 m och berget utgörs av kalkberg. Totalt har åtta olika borrhull genomförts. Resultatet från proverna visar att jordarterna som förekommer i marken inom det undersökta området är matjord, sand och lermorän med varierat innehåll. Metodstopp uppnåddes vid ca 10 m djup för att neddrivningsmotståndet var för stort. Stoppet skedde till följd av att marken underlagras av nordostmorän vid ca 9-10 m djup.

3.2.1 Jordlagerföljd

Av de åtta borrhullarna från MUR valdes tre prover ut. De valda proverna låg helt i linje eller precis intill linjen där antingen stålspont eller sekantpåleväggarna ska installeras. Proverna benämns A, B och C. Dessa studerades närmare för att få en uppfattning av jordlagerföljderna i marken, se tabell 3.1, 3.2 respektive 3.3. Marken domineras av lermorän som i vissa lager varierar mellan lerig och sandig med inslag av matjord eller tegel. Överbyggnadsmaterialet i samtliga punkter är makadam.

Tabell 3.1: Borrhull A +35,9 m.ö.h

Material	z [m]
Makadam	0,0 – 0,5
Lermorän (inslag av matjord)	0,5 – 2,0
Lermorän (inslag av tegel)	2,0 – 3,6
Lermorän	3,6 – 4,0
Lerig sandig morän	4,0 – 8,0

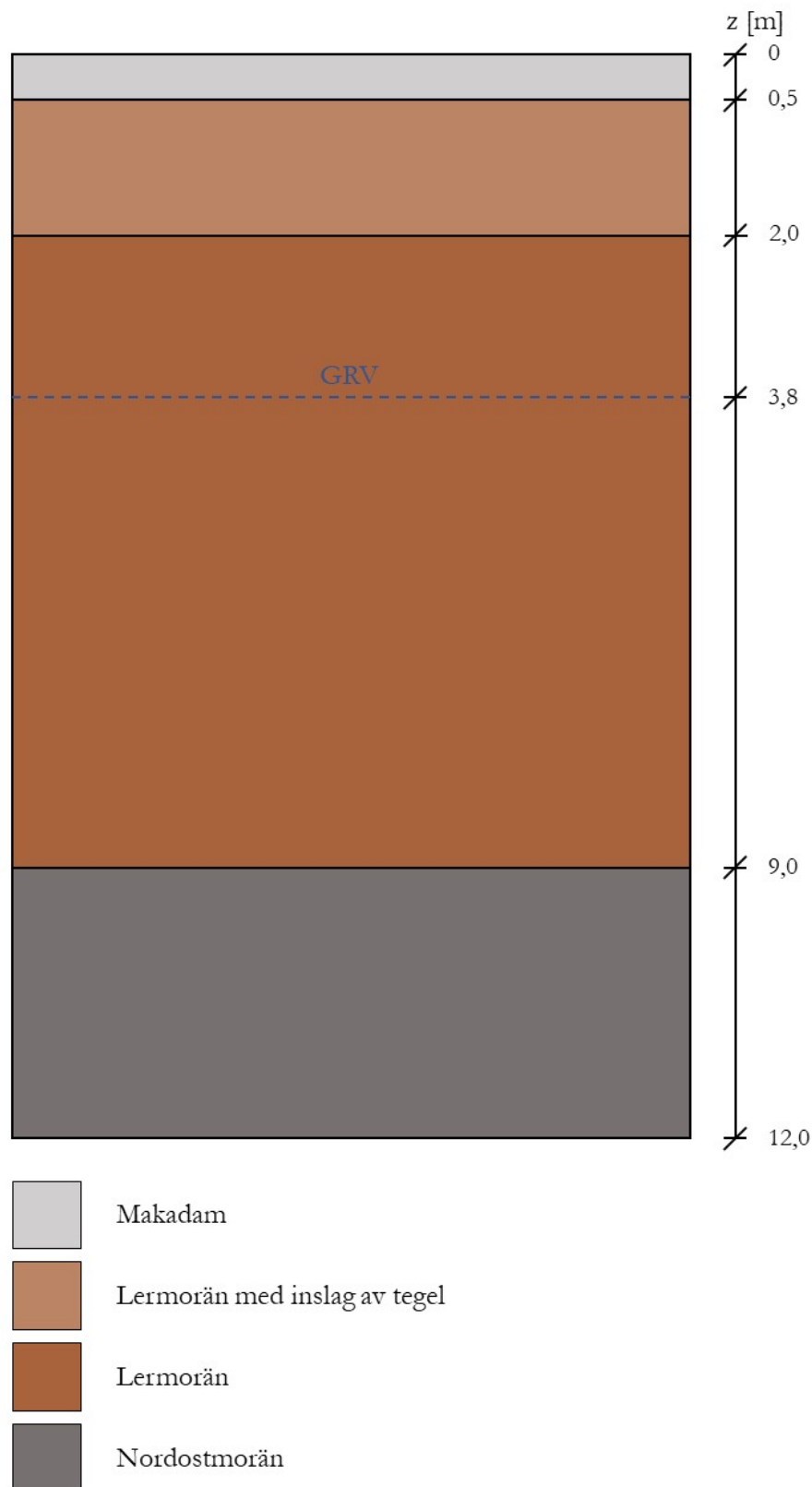
Tabell 3.2: Borrprov B +35,9 m.ö.h

Material	z [m]
Makadam	0,0 – 0,6
Lermorän	0,6 – 3,4
Lerig sandig morän	3,4 – 4,0
Lermorän	4,0 – 8,0

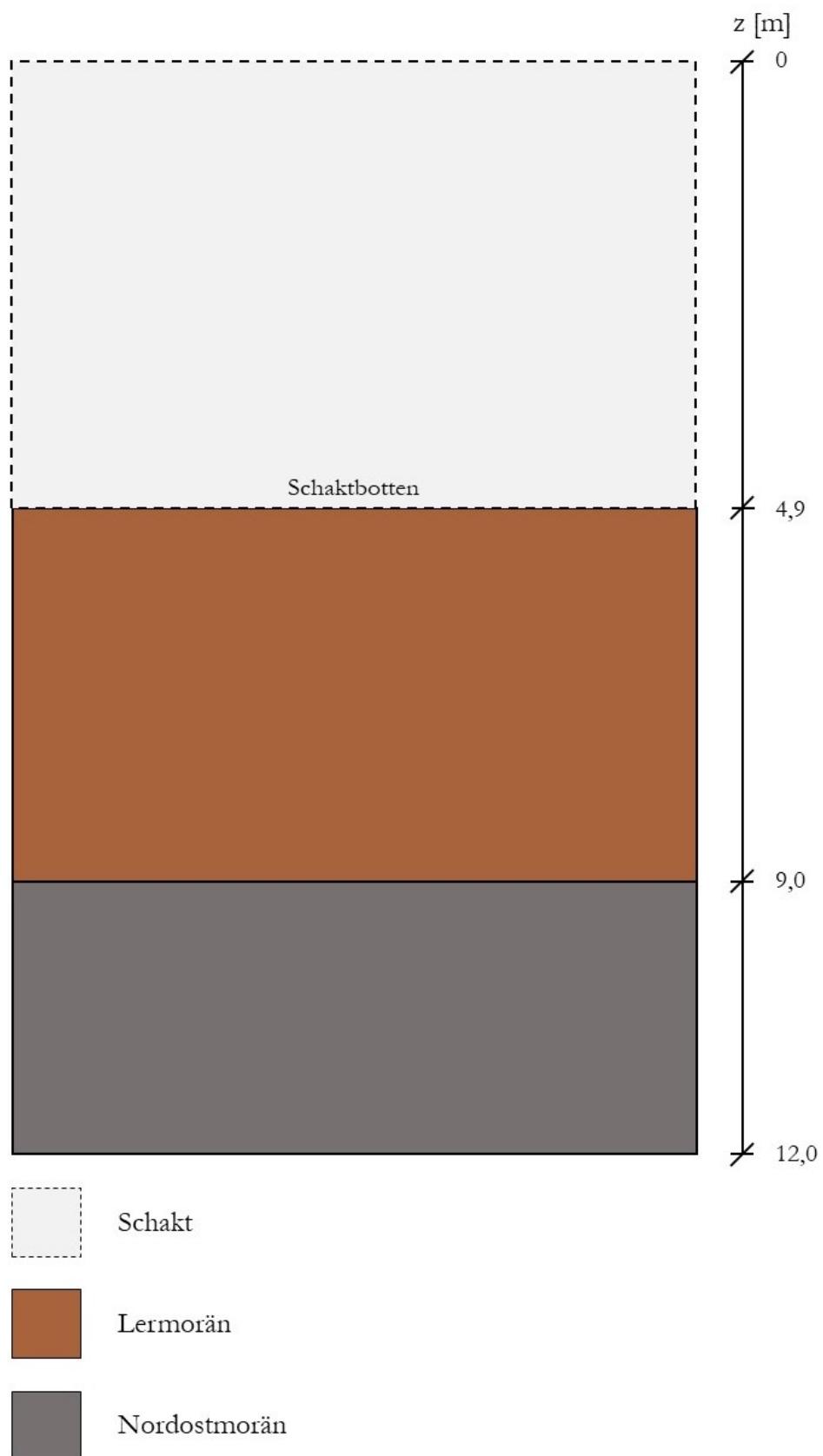
Tabell 3.3: Borrprov C +35,9 m.ö.h

Material	z [m]
Lermorän (inslag av tegel/sand)	0,0 – 0,6
Sand	0,6 – 1,3
Lermorän	1,3 – 1,7
Matjord	1,7 – 2,6
Gråbrun lermorän	2,6 – 4,2
Lermorän	4,2 – 5,0
Sandig lerig morän	5,0 – 5,2
Lermorän	5,2 – 8,0

I ovan presenterade borrpunkter kunde grundvattennivån erhållas på +32,1 m.ö.h, alltså 3,8 m nedåt från markytan räknat. Vid en sondering erhöles ett metodstopp omkring 1-2 m ner i lermoränen, detta påvisar en hög hållfasthet i materialet. Detta är inte att förknippa med metodstoppet för borrpunkterna, då metodstoppet för den metoden berodde på ett för högt neddrivningsmoment. Borrpunkterna granskades sedan och respektive lager innehöll en varierande mängd sand och/eller lera i moränen. För att senare skapa en förenklad och tydligare geomodell var det intressant att utreda hur respektive lagers hållfasthet skiljde sig åt. Det visade sig vara en marginell skillnad i hållfastheter mellan de olika moräner som förekom i marken. Därefter genomfördes en sammanvägning av borrpunkternas lager och djup, varpå geomodellen som illustreras i figur 3.6 kunde erhållas. Figur 3.7 visar geomodellen efter avklarade schaktningsarbeten.



Figur 3.6: Figuren visar en förenklad ostörd geomodell utifrån resultat från MUR innan schaktarbeten har påbörjats. Grundvattennivån illustreras vid 3,8 m djup. Nordostmoränen slutar inte vid 12 m djup utan löper ner till ca 100 m djup.



Figur 3.7: Figuren visar geomodellen efter utfört schaktarbeten. Schaktbotten ligger vid 4,9 m djup.

3.3 Geotekniska egenskaper

Avsnittet behandlar projektets geotekniska egenskaper utifrån de två upprättade geomodellerna 3.6 och 3.7. Egenskaperna är desamma för de två olika Metoderna 1 och 2 som presenteras i avsnitt 3.1.1 och 3.1.2. Två olika jordtrycksberäkningar har genomförts. Jordtrycksberäkningen har genomförts i ett dränerat och odränerat förhållande för att undersöka det mest ogynnsamma fallet. Jordtrycksberäkningarna kompletteras av en spontdimensionering för att verifiera nedslagningsdjupet för sponten mot längden för sekantpålarna tillhandahållet från konstruktör, se bilaga A och B. Spontdjupet är också nödvändig för att mängda spont till klimatkalkylen. Samtliga ekvationer som presenteras är tagna från Sponthandboken 2018: Tillämpningsexempel - Svävande spont i lera (SBUF, 2018).

3.3.1 Vertikala spänningar

Inledningsvis identifierades respektive lagers tungheter från MUR. Den vertikala totalspänningen tas fram för varje individuellt lager genom att multiplicera dess tunghet med lagertjockleken enligt ekvation 3.1. En mer överskådlig beräkning genomförs med fördel genom att räkna varje enskilt lagers spänning för sig.

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (3.1)$$

Porvattentrycket beräknas genom att multiplicera lagertjockleken med tungheten för vatten ($\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$) enligt ekvation 3.2.

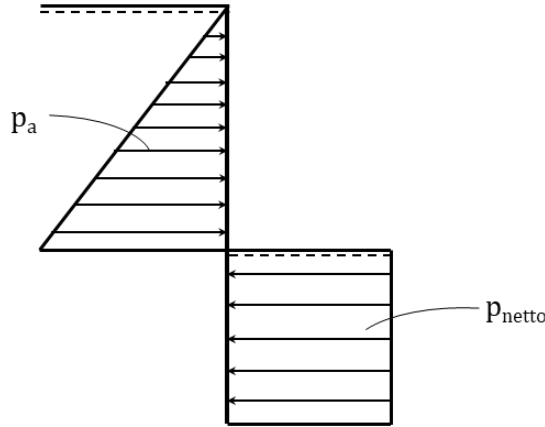
$$u = \gamma_w h \quad (3.2)$$

Effektivspänningen erhålls genom att subtrahera porvattentrycket från den totala vertikala spänningen enligt ekvation 3.3.

$$\sigma'_z = \sigma_z - u \quad (3.3)$$

3.3.2 Dimensionering av stålspont

För att dimensionera stålspont, i det här fallet, finns det särskilda parametrar och egenskaper hos jorden som måste vara kända. Till detta härrör bland annat jordtryck, vars ekvationer erhålls i kapitel 3.3.1. Stålspont belastas av aktivt (p_a) och passivt (p_p) jordtryck. Den sida av stålsporten som ligger utanför schaktgropen belastas av det aktiva jordtrycket. Benämningen *aktivt* beror på att jorden vill röra sig in mot schaktgropen. Det passiva jordtrycket uppkommer både i och utanför schaktgropen. Det angriper den delen av stålsporten som är nere i marken i förhållande till schaktbotten. Det passiva jordtrycket skjuter stålsporten ifrån schaktgropen.



Figur 3.8: Enkelt exempel på hur aktivt jordtryck och nettojordtryck kan angripa stålsporten.

Att beräkna aktivt och passivt tryck skiljer sig åt mellan kohesions- och friktionsjordar. Likaså måste trycken beräknas vid två olika förhållanden, nämligen ett dränerat och odränerat. Ett dränerat förhållande avser ett permanent scenario medan ett odränerat förhållande avser ett temporärt skede. Det mest ogynnsamma förhållandet av de två förblir därför dimensionerande för stålsporten.

Dränerat förhållande

Det effektiva aktiva jordtrycket för en dränerad friktions- och kohesionsjord beräknas enligt:

$$p'_a = \sigma'_z K_a - c' K_{ac} \quad (3.4)$$

Där c' är den effektiva kohesionen för jordmaterialet och

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'_d}{2} \right) \quad (3.5)$$

$$K_{ac} = 2 \tan \left(45 - \frac{\phi'_d}{2} \right) \quad (3.6)$$

K_a och K_{ac} är parametrar som är unika för varje enskilt material i jordprofilen. Med anledning av detta måste parametrarna beräknas separat för varje material då den karakteristiska friktionsvinkeln och kohesionen skiljer sig åt.

För att beräkna K_a och K_{ac} måste den dimensionerande friktionsvinkeln, ϕ'_d , vara känd för jordmaterialet. Med kunskap om den karakteristiska friktionsvinkeln för jordmaterialet, ϕ'_k , beräknas ϕ'_d enligt:

$$\phi'_d = \arctan \left(\left(\tan \phi'_k \right) / 1.3 \right) \quad (3.7)$$

Det aktiva jordtrycket beräknas genom att addera porvattentrycket enligt:

$$p_a = p'_a + u \quad (3.8)$$

Hur det aktiva jordtrycket beräknas i friktions- respektive kohesionsjordar skiljer sig åt. För en dränerad friktionsjord beräknas det aktiva jordtrycket i stället med:

$$p_{ad} = \sigma'_z K_a + u \quad (3.9)$$

Det effektiva passiva jordtrycket i en dränerad kohesionsjord beräknas enligt:

$$p'_p = \sigma'_z K_p + c' K_{pc} \quad (3.10)$$

Där c' är den effektiva kohesionen för jordmaterialet och

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'_d}{2} \right) \quad (3.11)$$

$$K_{pc} = 2 \tan \left(45 + \frac{\phi'_d}{2} \right) \quad (3.12)$$

Det passiva jordtrycket beräknas sedan genom att addera det effektiva passiva jordtrycket med porvattentrycket på avsett djup, enligt:

$$p_p = p'_p + u \quad (3.13)$$

Odränerat förhållande

De aktiva respektive passiva trycken beräknas enligt ekvationerna 3.15, 3.16, 3.17 och 3.18. Den dimensionerande odränerade skjuvhållfastheten erhålls enligt ekvation 3.14, där c_{uk} är den karakteristiska odränerade skjuvhållfastheten.

$$c_{ud} = c_{uk} / 1.5 \quad (3.14)$$

$$p'_a = \sigma'_z - 2c_u \quad (3.15)$$

$$p_a = \sigma_z - 2c_u \quad (3.16)$$

$$p_p' = \sigma_z' + 2c_u \quad (3.17)$$

$$p_p = \sigma_z + 2c_u \quad (3.18)$$

För en friktionsjord i ett odränerat förhållande beräknas det aktiva jordtrycket enligt ekvation 3.19

$$p_{ad} = \sigma_z' K_a + u \quad (3.19)$$

När diagrammen som visar passivt respektive aktivt tryck ska illustreras, se figur 3.6, tas differensen mellan passivt och aktivt tryck från toppen av schaktbotten och nedåt. Detta möjliggör att man senare kan räkna fram ett erforderligt spontdjup så att momentjämvikt uppstår.

Om en kohesionsjord förekommer under schaktbotten kan istället ett nettotryck beräknas enligt ekvation 3.20

$$p_{p,n} = N_{cb} c_{ud} - \sigma_{v,Hd} \quad (3.20)$$

Där N_{cb} är en bärighetsfaktor som tar hänsyn till markens tillstånd och geometri. $\sigma_{v,Hd}$ är det totala vertikala trycket i jorden bakom spontplanket ner till schaktbotten.

Nedslagningsdjup

Det är nödvändigt att beräkna nedslagningsdjupet för stålsponten så att stödkonstruktionen blir erforderligt dimensionerad att bära samtliga tryck som verkar på planket. Det är också av intresse att undersöka vilken dragkraft ankarstaget utsätts för, så att rätt stag väljs till dimensioneringen. Med ursprung i det aktiva och passiva jordtrycket beräknas resulterande krafter som är uttryckta som en funktion av z nedan.

$$P_{A,n} = \int_0^{H_d+d} (p_a(z) - p_p(z)) dz \quad \text{där} \quad p_a(z) > p_p(z) \quad (3.21)$$

$$P_{P,n} = \int_0^{H_d+d} (p_p(z) - p_a(z)) dz \quad \text{där} \quad p_p(z) > p_a(z) \quad (3.22)$$

Notera att $H_d + d$ är schaktdjupet adderat med ett okänt djup d .

Nedslagningsdjupet för stålsponten erhålls genom att beräkna en momentjämvikt runt stagets installationshöjd enligt 3.23, där h_A och h_P uttrycks som en funktion av det okända djupet d .

$$\gamma_d \gamma_{Sda} P_{A,n} h_A - P_{P,n} h_P = 0 \quad (3.23)$$

Där partialkoefficienterna $\gamma_d = \gamma_{Sda} = 1.0$ och h_A samt h_P är avståndet till de resulterande krafterna för aktivt respektive passivt jordtryck.

Kraften som dragstaget utsätts för beräknas enligt:

$$\gamma_d \gamma_{Sda} P_{A,n} - P_{P,n} - S_H = 0 \quad (3.24)$$

Där S_H är den horisontella kraften staget utsätts för.

3.4 EFFC - Carbon Calculator

Avsnittet beskriver det verktyg som har använts för att genomföra klimatkalkylen för Metod 1 och 2, vilka presenterades i avsnitten 3.1.1 och 3.1.2. Vidare ges en beskrivning om varför just det specifika verktyget valdes till den här rapporten och hur detta appliceras och är angeläget för anläggningsprojekt i Sverige.

Sedan år 2012 har flertalet olika standarder producerats för att utvärdera ett företags eller projekts klimatavtryck i form av koldioxidekvivalenter (CO_2e). Dessa standarder varierar i vilka emissionsparametrar som inkluderas i analysen. Företag rapporterar ofta klimatavtrycket som genereras i en byggnads bruksfas och inte från hela produktionsfasen. En livscykelanalys (LCA) som tar hänsyn till en byggnads samtliga faser ger ett värde som korrelerar väl med det faktiska utsläppet av koldioxidekvivalenter. Trots detta genomför företag inte alltid en LCA för sina projekt. En LCA borde genomföras för att utvärdera varje projekts enskilda klimatavtryck för att närma sig värdet av CO_2e vilket en byggnad faktiskt genererar. Alla projekt är unika med olika utförandemetoder och mängd material, alltså är inte schablonvärden representativa i en klimatkalkyl (EFFC, 2014).

Många standarder är idag vedertagna, exempelvis Green House Gas Protocol (GHG Protocol) och det nya direktivet CSRD som implementeras inom EU. Varje standard har samma ändamål, att producera ett resultat som visar ett klimatavtryck. Däremot finns det underliggande problematik med samtliga; att dessa inte helt inkluderar klimatavtrycket hos grundläggningskonstruktioner.

Enligt rapporten *Förutsättningar att bedöma klimatpåverkan från grundläggning och grundkonstruktioner* (Kiilsgaard, 2019) inkluderas sällan klimatavtrycken från markarbeten i den slutliga klimatkalkylen. Likaså visar rapporten att själva grundläggningskonstruktion inte heller presenteras i en byggnads klimatavtryck, dessa redovisas separat. Därför torde det vara rimligt att presentera byggnadens fullständiga klimatavtryck genom en livscykelanalys som tar hänsyn till både produktionsfasen och bruksfasen. Kiilsgaard påvisar i sin rapport att klimatavtrycket hos en byggnad i Sverige underskattas med 50 %. Boverket har i sin rapport *Utsläpp av växthusgaser från bygg- och fastighetssektorn* (Boverket, 2024) tillsammans med Statistiska Centralbyrån uppskattat att byggindustrin genererat ca 22 % av Sveriges totala utsläpp av växthusgaser. Om grundläggningskonstruktionernas klimatavtryck redan underskattas kraftigt genererar detta ett felaktigt resultat för vad byggindustrins riktiga klimatavtryck är.

För att kvantitativt utreda en grundläggningskonstruktions klimatavtryck användes Carbon Calculator som är skapat av The European Federation of Foundation Contractors (EFFC). Deras verktyg möjliggör en konsekvent utredning av projekt med grundläggningsarbeten med data från flertalet företag och projekt i Europa. Databasen är bred och innehåller data från projekt med varierande grundläggningsmetoder, bland annat stålspont och sekantpålar (EFFC, 2014). Verktyget anses vara särskilt lämpligt att använda med anledning av resultatet från Boverkets och SGI:s rapporter.

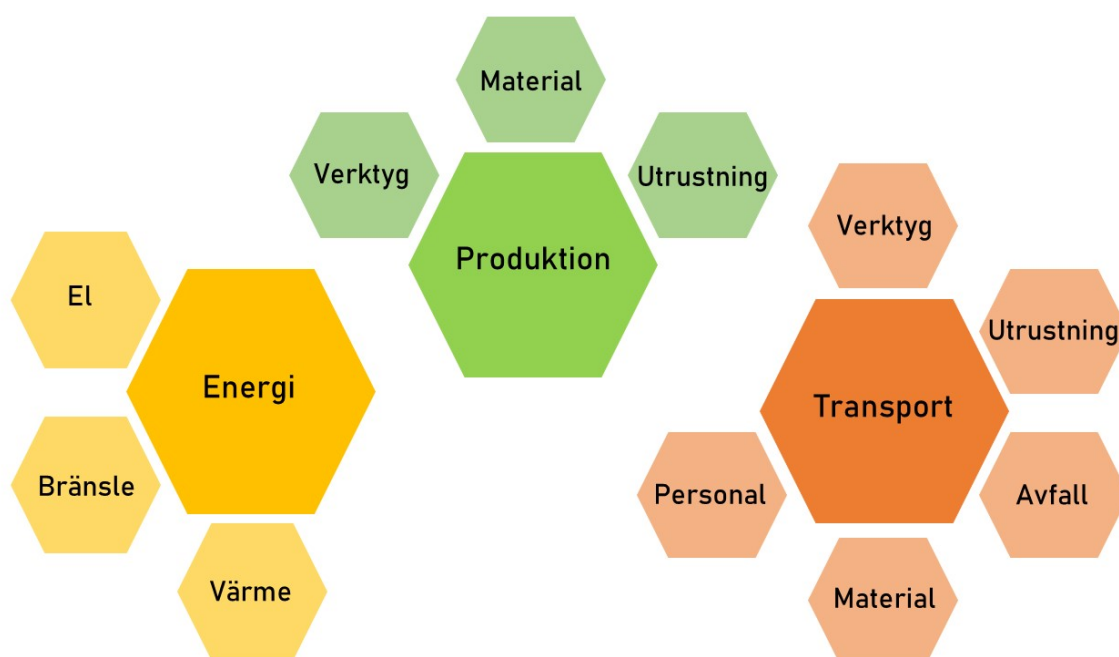
EFFC utredde år 2014 marknadens olika kalkylverktyg som då fanns tillgängliga för att beräkna ett projekts klimatavtryck. Gemensamt för samtliga av de analyserade kalkylverktygen visade sig vara avsaknaden av data på den utrustning som användes, samt utsläpp från frakt och transporter. EFFC skapade ett kalkylverktyg som tar hänsyn till samtliga parametrar, både direkta och indirekta utsläpp kopplade till objektet vars klimatavtryck ska beräknas (EFFC, 2014). De direkta och indirekta parametrarna har sitt ursprung i scope 1, 2 och 3 från GHG Protocol, vilket är en globalt vedertagen standard för många företag (National Grid, 2024).

Databasen för Carbon Calculator är bred och detaljerad, finns det inte värden för en särskild parameter uppskattas detta utifrån statistik från riktiga projekt. Fördelen med Carbon Calculator är att databasen kontinuerligt uppdateras med relevant data, så att klimatberäkningen inte under- eller överskattas till följd av utdaterade värden. Verktyget är särskilt anpassat till olika metoder som ska undersökas, eftersom att emissionsfaktorerna är unika för respektive metod. Faktorerna varierar exempelvis mellan de maskiner som används och processerna som nyttjas när diverse produkter tillverkas (EFFC, 2014).

Det största klimatavtrycket en process genererar i ett projekt är enligt Carbon Calculator framställningen av betong- eller stålprodukter. Dessa produkter är starkt beroende på dess innehåll, för betong blir klimatavtrycket mindre om en större andel tillsatsmaterial används framför att betongen helt består av Portland Cement. För stålprodukten är det utmärkande vad för sorts produkt som ska användas, alltså mängden stål. När stålspont ska installeras bör entreprenören utvärdera om projektet kräver nytillverkad spont eller om det finns gamla spontplank som kan återanvändas; vilket Carbon Calculator tar hänsyn till genom att reducera klimatavtrycket i kalkylen (EFFC, 2014).

Carbon Calculator beaktar inte en fullständig livscykelanalys, då själva grundläggningskonstruktionen är en passiv del av den färdigställda byggnaden i bruksfasen. Det är heller inte särskilt förekommande att en grundläggningskonstruktion kräver reparationer, framför allt inte fastigheter i urbana miljöer, därför exkluderas även det scenariot i beräkningen. Verktyget tar inte hänsyn till att byggnaden ska rivas eftersom det sker väldigt långt fram (EFFC, 2014). Det ter sig rimligt att applicera i Sverige med tanke på att svenska byggnader går att producera med en livslängd som överskrider 100 år (Svensk Betong, u.å). Däremot kan resultatet från Carbon Calculator beaktas och inkluderas i en byggnads kompletta livscykelanalys eftersom klimatavtrycket från en grundläggningskonstruktion ofta exkluderas i Sverige.

Carbon Calculator beaktar emissionskällorna enligt figur 3.9.



Figur 3.9: Emissionskällorna som inkluderas i kalkylverktyget. Figuren är inspirerad av användarmanualen från EFFC Carbon Calculator.

4 Resultat

I avsnittet presenteras resultaten från jordtrycksberäkningen, spontdimensioneringen och klimatkalkylen.

4.1 Jordtrycksberäkning - dränerat förhållande

Den vertikala totalspänningen beräknades enligt ekvation 3.1 med tungheterna från tabell 4.1.

Tabell 4.1: Tungheter för olika material i geomodellen

Jordart	γ [kN/m ³]	γ_m [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]
Makadam	18	21	11
Lermorän	22	22	12
Nordostmorän	20	22	12

Porvattentrycket beräknades enligt ekvation 3.2. Vertikalspänningarna erhålls i tabell 4.2.

Tabell 4.2: Resultat av vertikala spänningar och porvattentryck på respektive djup z.
Grundvattnet erhålls på ett djup om 3.8 m. Schaktbotten är beläget på 4.9 m

z [m]	σ_z [kPa]	u [kPa]	σ'_z [kPa]
0.0	20.0	0.0	20.0
0.5	29.0	0.0	29.0
2.0	62.0	0.0	62.0
3.8	101.6	0.0	101.6
4.9	125.8	11.0	114.8
9.0	216	52.0	164.0
12.0	276.0	82.0	194.0

4.1.1 K-faktorer

K_a , K_{ac} , K_p och K_{pc} är unika för varje lager och beräknades separat för varje material. Friktionsvinkeln för makadam i aktuellt område är $\phi'_{k, \text{makadam}} = 38^\circ$. Den dimensionerande friktionsvinkeln beräknades enligt ekvation 3.7.

Den karakteristiska dränerade friktionsvinkeln för lermorän är i rådande område $\phi'_{k, \text{lermorän}} = 30^\circ$. Den dimensionerande dränerade friktionsvinkeln beräknades enligt ekvation 3.7:

$$\phi'_{d, \text{lermorän}} = \arctan\left(\frac{\tan(30)}{1.3}\right) = 23.95^\circ$$

$$\phi'_{d, \text{makadam}} = \arctan\left(\frac{\tan(38)}{1.3}\right) = 31^\circ$$

K-faktorerna för makadam beräknades enligt ekvationerna 3.5, 3.6, 3.11 och 3.12. K-faktorerna för lermorän beräknades enligt ekvationerna 3.5, 3.6, 3.11 och 3.12. Resultatet presenteras i tabell 4.3.

Tabell 4.3: K-faktorer för makadam och lermorän.

	K_a	K_{ac}	K_p	K_{pc}
Makadam	0.32	1.13	3.12	3.53
Lermorän	0.24	0.98	4.12	4.06

4.1.2 Aktivt jordtryck

Det effektiva aktiva jordtrycket beräknades enligt ekvation 3.4 och det aktiva jordtrycket beräknades enligt ekvation 3.8 med K-faktorerna från tabell 4.3. Resultatet visas i tabell 4.4.

Tabell 4.4: Resultat av effektivt aktivt och aktivt jordtryck på djupet z.

z [m]	p'_a [kPa]	p_a [kPa]
0.0	6.4	6.4
0.5	9.3	9.3
0.5	-3.3	-3.3
3.0	19.9	19.9
3.8	27.3	27.3
4.9	32.9	43.9
9.0	53.7	105.7
9.0	28.0	79.9
12.0	66.4	148.4

4.1.3 Passivt jordtryck

Det passiva jordtrycket beräknades på insidan av stålsponten, därför måste den vertikala spänningen åter på nytt beräknas från schaktbottens toppen. Det effektiva passiva trycket beräknades enligt ekvation 3.10 och det passiva jordtrycket beräknades enligt ekvation 3.13 med K-faktorerna från tabell 4.3. Resultatet från beräkningarna erhålls i 4.5 nedan.

Tabell 4.5: Resultat av effektivt passivt och passivt jordtryck på djupet z . Schaktbotten är belägen på 4.9 m

z [m]	σ_z [kPa]	u [kPa]	σ'_z [kPa]	p'_p [kPa]	p_p [kPa]
4.9	0.0	0.0	0.0	36.9	36.9
9.0	90.2	41.0	49.2	153.3	194.3
12	150.2	71.0	79.2	224.3	295.3

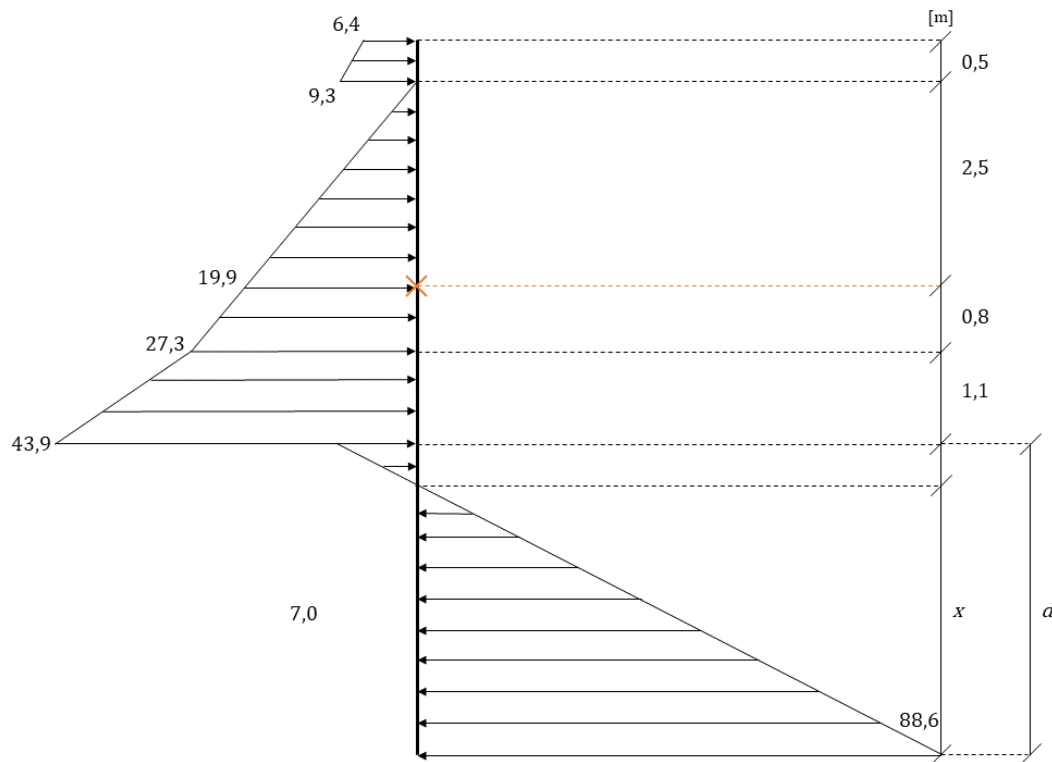
4.1.4 Jordtrycksprofil

För att analytiskt beräkna erforderligt nedslagningsdjup för stålsponten skapades en jordtrycksprofil. Genom att ta differensen mellan det aktiva och passiva jordtrycket från höjden på schaktbotten kunde jordtrycksprofilen erhållas i kombination med resultaten från tabell 4.3, differenserna redovisas i tabell 4.6.

Tabell 4.6: Differens mellan aktivt och passivt jordtryck

z [m]	p_a [kPa]	p_p [kPa]	Differens [kPa]
4.9	43.9	36.9	7.0
9.0	105.7	194.3	-88.6
12	148.4	295.3	-146.9

I tabell 4.6 återfinns en positiv differens vid 4.9 m och en negativ differens vid 9.0 m. Skärningspunkten för spontplanket, där det aktiva och passiva jordtrycket summeras till noll, togs fram genom att uttrycka p_{net} som en funktion av djupet d . Skärningspunkten erhöles till 0.3 m. Detta betyder att det aktiva trycket är större än det passiva fram till och med djupet 5.2 m då differensen är noll, således är efter det djupet det passiva jordtrycket större än det aktiva. Det passiva nettotrycket verkar från 5.6 m ner till det okända djupet d . En illustration över situationen erhålls i figur 4.1.



Figur 4.1: Jordtrycksprofil i ett dränerat förhållande. Höjden för ankarstaget är markerat med ett oranget kryss.

Därefter beräknades nedslagningsdjupet genom att beräkna en momentjämvikt runt stagnivån, där variabeln x utgör det nya okända djupet. En förenkling av beräkningen ger:

$$7.777x^3 + 25.663x^2 - 20.717 = 0$$

Det erhålls tre lösningar till x :

$$x = \begin{cases} -3 \\ -1.1 \\ 0.81 \end{cases}$$

Det finns endast en positiv lösning till ekvationen, $x = 0.81$ m. Således erhålls nedslagningsdjupet under schaktbotten till:

$$d = 0.3 + x = 0.3 + 0.81 = 1.11 \text{ m}$$

Stålspontens totala längd är:

$$H_d + d + x = 4.9 + 0.3 + 0.81 = 6.01 \approx 6 \text{ m}$$

Kraften som staget utsätts för beräknas enligt ekvation 3.24 och erhålls till $S = 40.5/\cos(45) = 57.2 \text{ kN/m}$. c/c-avståndet mellan stagen avgör vad varje stag ska bära.

4.2 Jordtrycksberäkning - odränerat förhållande

De vertikala spänningarna beräknades enligt ekvation 3.1 med tungheterna från tabell 4.1. Vertikalspänningarna erhålls i tabell 4.7.

Tabell 4.7: Vertikala spänningar - odränerat förhållande

z [m]	σ_z [kPa]
0.0	20
0.5	30.5
0.5	30.5
3.8	103.1
4.9	127.3
9.0	217.5
12.0	277.5

4.2.1 Aktivt jordtryck

Det aktiva trycket i en odränerad jord beräknas enligt 3.16, den odränerade skjuvhållfastheten för lermoränen i aktuellt område är $c_u = 120$ kPa, den dimensionerande odränerade skjuvhållfastheten c_{ud} beräknas enligt ekvation 3.14.

$$c_{ud} = 120/1.5 = 80 \text{ kPa}$$

Det aktiva jordtrycket för makadamen, som är belägen vid 0 – 0.5 m, beräknades enligt ekvation 3.19 med $K_a = 0.32$ från tabell 4.3. Resterande lagers aktiva jordtryck beräknades enligt ekvation 3.16. Således erhålls samtliga aktiva jordtryck i ett odränerat förhållande enligt tabell 4.8.

Tabell 4.8: Aktivt jordtryck - odränerat förhållande

z [m]	p_a [kPa]
0.0	6.4
0.5	9.8
0.5	-129,5
3.8	-56,9
4.9	-32,7
9.0	57.5
12.0	117.5

Från 0.5 – 4.9 m ner till schaktbotten är det aktiva jordtrycket negativt, vilket låter osannolikt med tanke på att det är tomt på insidan av stålsponden vid det djupet. Teoretiskt betyder företeelsen att schaktväggen inte rasar in i gropan när marken schaktas ner till 4.9 m.

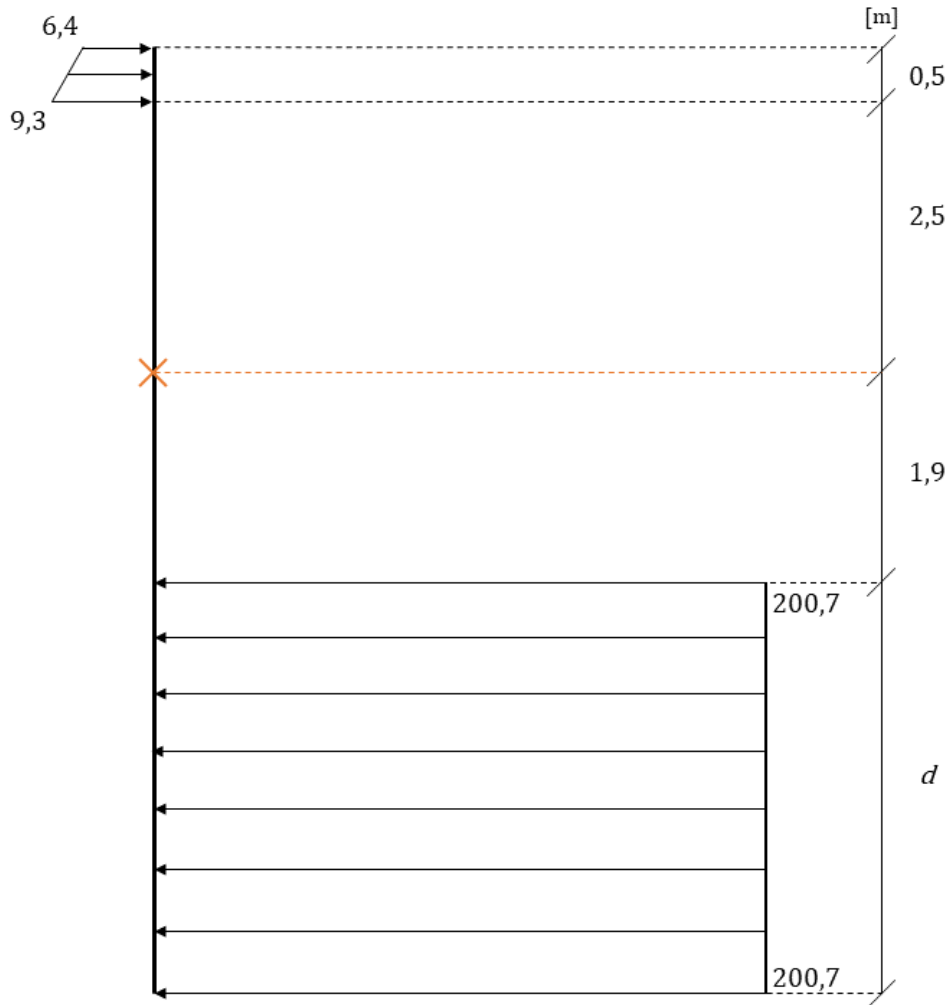
4.2.2 Passivt jordtryck

Om det i ett odränerat förhållande förekommer kohesionsjordar under schaktbotten kan det passiva jordtrycket beräknas enligt:

$$p_{p,n} = 4.1 \cdot 80 - 127.3 = 200.7 \text{ kPa}$$

4.2.3 Jordtrycksprofil

De negativa aktiva jordtrycken från tabell 4.8 illustreras i profilen som 0 kPa. Det aktiva jordtrycket som verkar på stålsponden utgörs endast av det övre lagret makadam. Det passiva nettotrycket verkar från 4.9 m till djupet d . Se figur 4.2.



Figur 4.2: Jordtrycksprofil i ett odränerat förhållande. Höjden för ankarstaget är markerat med ett oranget kryss.

För att utreda huruvida det odränerade förhållandet blir dimensionerande för stålsponten genomfördes en jämviktberäkningen för momentet som verkar runt stagnivån vid 3 m.

$$6.4 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(3 - \frac{0.5}{2}\right) + (9.3 - 6.4) \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(3 - \frac{2}{3} \cdot 0.5\right) - 200.7 \cdot d \cdot \left(\frac{d}{2} + 1.9\right) = 0$$

$$10.733 - 100.35d^2 - 381.33d = 0$$

$$d = 0.03 \text{ m}$$

Nedslagningsdjupet under schaktbotten för stålsponten erhålls till 30 mm och är sålunda inte dimensionerande för stålsponten. Därför genomförs inga vidare kraftberäkningar för staget. Det dränerade förhållandet förblir dimensionerande för stålsponten.

4.3 Klimatkalkyl

Kalkylen genomfördes i EFC Carbon Calculator version 5. Samtliga indata till beräkningarna återfinns i Bilaga C. Beräkningarna genomfördes för Metod 1 - sekantpåleväggar och Metod 2 - stålspons och platsgjuten källarvägg. Inledningsvis identifierades att det största klimatavtrycket för respektive metod är stål och betong. Stålsponsens klimatavtryck är beroende på antalet gånger den tidigare varit återanvänd i projekt. Det var därför av intresse att undersöka hur klimatavtrycket varierar utifrån antalet gånger stålsponsen återanvänts. Stålsponsen undersöktes med en livslängd på fem projekt med profilen AZ18-700. Inledningsvis analyserades två fall; om sponsen är helt ny eller om den är återanvänd. Det framkom att programmet inte anger ett klimatavtryck för stålsponsen om den är återanvänd. Detta är inte fallet, stålsponsens avtryck för materialet och produktionen ska fördelas över fem projekt. Dessutom ska 90 krönmeter stålspons vara kvarlämnat i projektet. Utifrån detta skapades tre olika fall vilket klimatberäkningen för stålsponsen baseras på. I samtliga fall ska 90 m spons lämnas kvar i marken och 50 m dras upp.

Tabell 4.9: Olika fall och tillhörande sponskick

Fall	A	B	C
Sponskick	Helt ny	Återanvänd 2.5 ggr	Återanvänd 4 ggr

Fall A: Klimatavtrycket för den spons som dras upp och återanvänds beräknas ha en femtedel av sponsens totala klimatavtryck, eftersom den kan återanvändas till fler projekt. Den spons som lämnas kvar i marken kommer inte återanvändas, därför är den sponsens klimatavtryck lika med utsläppen när den producerades. Detta är det fall som genererar störst klimatavtryck.

Fall B: Fall A och C är det värsta respektive bästa fall när handlar om sponsens klimatavtryck i projektet. För att hitta ett mellanting av de två antas det därför i detta fall att klimatavtrycket för sponsen som lämnas kvar i marken har hälften av dess totala avtryck. Klimatavtrycket för sponsen som dras upp är i detta fall också en femtedel, eftersom den kommer användas i fler projekt.

Fall C: All spons i det är fallet är inne på sin femte och sista återanvändning. Klimatavtrycket för sponsen som dras upp är en femtedel av dess totala klimatavtryck, likaså för den sponsen som lämnas kvar i marken. Detta är det fall som genererar minst klimatavtryck

Programmet anger klimatavtrycket utifrån enheten $\text{kgCO}_2\text{e/ton}$ stålspons. För att den ska tolka mängden stålspons för varje fall, översätts dessa därför som en andel av den totala vikten som används.

Exempel: I ett projekt med 100 ton stålspons ska allting dras upp och återanvändas. För att beräkna klimatavtrycket i EFC Carbon Calculator används därför en femtedel av den totala vikten (livslängden är fem projekt). I det här fallet beräknar programmet klimatavtrycket för 20 ton och stålsponsen betraktas som helt ny.

Stålspontens klimatavtryck beror på den mängd stål som finns i en plank. Därför kan mängden stål regleras med hänsyn till dess profil, alltså en grövre eller slankare plank. Profilen AZ18-700 som klimatkalkylen baseras på är en grövre plank, detta motiveras med att den kan användas i fler projekt än vad en slankare plank kan. I sådant fall att en slankare plank hade varit aktuell i kalkylen, skulle antalet projekt den kan användas i varit färre. Därmed hade kalkylen exempelvis fått ta hänsyn till en fjärdedels klimatavtryck på spanten, snarare än en femtedels klimatavtryck som är aktuell i kalkylen.

Klimatavtrycket som betongen representerar korrelerar med den cementtyp som används. Vidare avgörs cementens klimatavtryck utifrån mängden portlandklinker. Olika cementtyper innehåller olika mängder portlandklinker där cementtypen CEM I innehåller störst mängd. Det är därför relevant för analysen att jämföra hur klimatavtrycket påverkas av cementtypen. I jämförelsen undersöktes olika scenarier för cementtyperna där cementtypen CEM I och anläggningscementet CEM II/A-V reglerades mellan metoderna för att erhålla ett resultat hur betongen påverkar klimatavtrycket. CEM II/A-V innehåller mellan 80-94 % portlandklinker. Resultatet presenteras i tabellerna 4.10-4.12.

Tabell 4.10: Klimatavtryck där båda konstruktioner innehåller CEM I

	Fall A	Fall B	Fall C	Sekantpålar
tCO ₂ e	359	316	291	280

Tabell 4.11: Klimatavtryck där båda konstruktioner innehåller CEM II/A-V

	Fall A	Fall B	Fall C	Sekantpålar
tCO ₂ e	351	308	283	258

Tabell 4.12: Klimatavtryck där sekantpålarna innehåller CEM I och det platsgjutna alternativet CEM II/A-V

	Fall A	Fall B	Fall C	Sekantpålar
tCO ₂ e	351	308	283	280

5 Analys

Detta avsnitt är strukturerat utifrån den problemställning som rapporten syftar till att svara på. Avsnittet är således indelat i underrubriker för att tydliggöra vilket resultat som analyseras. Hela analysen avser jämföra och diskutera två olika metoder, inte två konstruktioner.

5.1 Konstruktionernas utförande

Resultatet visar att resurstiden för sekantpåleväggen är 71 dagar, kontra 123 dagar som krävs för installering av stålsponen och den platsgjutning av källarväggen. Den näst största tidskrävande aktiviteten för det platsgjutna alternativet är att förborra och vibrera ner sponten. I Skåne är det ofta besvärligt att slå eller vibrera ner stålspont eftersom marken är väldigt hård. Genom att förborra tre hål per plank reduceras motståndet när plankan förs i marken, alltså underlättar förborrningen vibrering av sponten. Detta är dock inte synonymt med att neddrivningen är enkel. Det blir trots förborrningen fortfarande ett tidskrävande och utmanande moment. När det är besvärligt att installera sponten ger detta också upphov till väldigt höga vibrations- och ljudnivåer. Det föreligger en påtaglig risk att skada byggnader intill platsen, att sättningar förekommer och att kontrakterade ljudnivåer överskrids.

Att förborra och installera stålsponen är en omfattande process som från resultatet uppgår till 33 % av den totala resurstiden. I det fall att det är för hårt motstånd i marken kan planken behöva slås ner med en fallhejare. Detta är en väldigt högljudd process med risken att förstöra planken. Därmed kan de heller inte återanvändas i andra projekt och måste återvinnas. Därutöver är det svårt att anta hur tidskrävande det skulle vara att byta nedslagningsmetod för sponten.

Hur byggnaderna A, B och C (se figur 3.3) påverkas av spontinstallationen är problematiskt att utreda i förväg. Med anledning av att de angränsar precis till byggområdet går det med säkerhet att förutspå att märkbara vibrationer uppstår i byggnaderna. Omfattningen av vibrationerna och hur den påverkar byggnaderna är dock osäkert. Det är en fråga om hur grova sättningar som förekommer och vilka skador vibrationerna genererar. Situationen hade varit annorlunda om sponten skulle installeras i en Göteborgslera där man i princip kan trycka ner planken utan motstånd.

Från resultatet framgår det att sekantpålarna erbjuder en avsevärd tidsbesparing. Att använda CCFA-metoden minskar resurstiden med 49 dagar motsvarande 40%, vilket således har en stor inverkan på den totala tidsplanen och omgivningspåverkan. En kombination av minskad resurstid och lägre omgivningspåverkan gör sekantpålning mer fördelaktig vilket bör beaktas i projekteringsfasen när metodvalen jämförs.

Det är viktigt att särskilja resurstiden från produktionstiden eftersom dessa inte är

synonyma med varandra. Resurstiden avser den totala tiden samtliga resurser utgör i projektet, analysen har således inte tagit hänsyn till hur ingående aktiviteter relaterar till varandra. I verkligheten hade exempelvis schaktmassorna transporterats till avsedd plats parallellt med att schaktningen pågår, vilket inte är aktuellt i analysen.

Varför resurstiden är lägre för CCFA-metoden beror på att många olika processer integreras i en enda. Genom att sekantpålarna grävs, gjuts och armeras i en process elimineras behovet av att stegvis använda stålspons och formarna till att platsgjuta källarväggen. Istället är det hålet för sekantpålarna som agerar formen till källarväggen. Hålet får också stöd av casingen som omsluter augerskruven vilket borrar hålet. Därför påverkas inte intilliggande byggnader till följd av obalans i massor - eftersom det inte uppstår en obalans då hålet fylls med betong simultant som augerskruven dras upp. Casingen på maskinen är utrustad med borrhänder som gör att neddrivningen inte utgör en problem för produktionen. All data som användes för att beräkna resurstiden i resultatet är tagna från samma plats, där både spons och sekantpålar installerades, vilket ytterligare påvisar kontrastet i resurstid.

Det är viktigt att poängtera att metoden och det hypotetiska projektet kan uppfattas aningen konservativ i sin utformning när metoderna jämförs. Hur området för Metod 1 och 2 är uppbyggt är inte en exakt kopia av alla verkliga projekt i urbana miljöer, dock är det ett område som ter sig vara vanligen förekommande. Ofta är det en äldre byggnad som har uppnått sin livslängd och ska rivas för att ersättas av nya byggnader. Just då är fallet förekommande att andra byggnader är belägna precis intill, som heller inte nödvändigtvis är i särskilt bra skick och som synnerligen är känsliga för sättningar och vibrationer. Med anledning av dessa resonemang kan det konstateras att området för det hypotetiska projektet ger en rättvis jämförelse mellan metoderna.

Fokuset och det primära syftet i rapporten ligger vid att sekantpåleväggen är en permanent bärande konstruktionsdel sett till byggnaden i helhet. En temporär sekantpålevägg har fördelar i unika projekt som kräver den flexibilitet CCFA-metoden erbjuder. Däremot är en temporär sekantpålevägg som stödkonstruktion väldigt dyr i relation till hur länge den används. Den alstrar även ett kraftigt klimatavtryck eftersom betong och armering används i den, vilket ökar klimatavtrycket för hela projektet när väggen senare inte tjänar ett större syfte i den färdiga byggnaden. Det är heller inte lönsamt, ibland omöjligt i vissa projekt, att avetablera och återvinna materialet i sekantpåleväggen. Av dessa anledningar är stålspons ett mer fördelaktigt alternativ när temporära stödkonstruktioner ska jämföras

Vidare avser rapporten att jämföra två metoder och inte två konstruktioner. Om enbart en permanent sekantpålevägg jämförs mot en traditionellt platsgjuten källarvägg, skulle det senare alternativet ha flera fördelar. En sådan jämförelse tar inte hänsyn till alla ingående arbeten och processer, snarare exkluderar den delar som har ett stort klimatavtryck vilket resultatet i rapporten även påvisar. En platsgjuten källarvägg erbjuder en väldigt fördelaktig flexibilitet i sin utformning och kan skräddarsys till beställarens önskan. En permanent sekantpålevägg är begränsad till en viss utformning och har inte samma utbud. Visserligen kan sekantpålarna anta ett "sick-sack"-mönster och ett bågformat utseende, men det är enbart i denna bemärkelse som utformningen kan avvika från en rak linje.

5.2 Spontdimensionering

Från resultatet erhålls spontlängden till 6 m. Enligt konstruktionsritningarna för sekantpålarna (se bilaga A & B) är väggens djup 6.4 m. Av detta bedöms spontlängden vara rimlig eftersom längderna mellan den projekterade sekantpåleväggen och spontberäkningen nästan är densamma. Spontlängden är analytiskt beräknad med homogena jordlagerföljder och linjära jordtryck. Detta är en förenklad modell som inte tar hänsyn till samtliga aspekter som råder i verkligheten. Huruvida spontlängden faktiskt är erforderligt dimensionerad är inte ett fokus som rapporten tar fäste vid. Det finns flera tidigare rapporter som redovisar hur mer komplexa beräkningar genomförs med stöd av finita elementmetoder och simuleringar i exempelvis PLAXIS 3D.

Om det skulle krävas en ökad spontlängd korrelerar det direkt med klimatavtrycket eftersom mer stål behövs. Om spontlängden är underdimensionerad och det ytterligare krävs 2-3 m längre plank ger det en markant och påtaglig ökning av tCO_{2e}. I sådant fall skulle det ökade klimatavtrycket för stålsporten tala mer i sekantpålarnas fördel.

I beräkningarna för aktivt och passivt jordtryck har en överlast på 20 kPa använts. Överlasten bedöms vara på den säkra sidan och vara representativ för en variabel last, snarare än en statisk last som byggnaderna intill arbetsområdet motsvarar. Detta talar ytterligare för att spontlängden bedöms vara godtagbar i relation till längden för sekantpålarna.

5.3 Yta

I fråga om Metod 1 - sekantpåleväggar genererar mer BTA än Metod 2 - stålspont och platsgjuten källarvägg framgår det från resultatet att Metod 1 genererar 201 BTA mer än Metod 2. Detta är intressant både för beställaren och samhället i stort. Beställaren kan med sekantpåleväggar som källargrund erhålla 201 BTA extra per våning. Med kännedom om detta skulle även planlösningen för lägenheterna justeras och valet kan göras om lägenheterna i fråga ska bli större, eller om fler lägenheter med mindre boarea produceras. Om fler lägenheter produceras uppfylls behovet och efterfrågan på bostäder fortare. Detta skulle för fastighetsägaren innebära mer intäkter då fler lägenheter finns att sälja eller hyra ut. För garaget i källaren innebär den ökade ytan fler parkeringsplatser. I urbana miljöer är parkeringsplatserna ofta belägna längs med gator eller i stora parkeringsgarage ovan mark. Den yta som dessa parkeringsgarage utgör hade i stället kunnat användas till bostäder eller andra verksamheter. Det borde läggas fokus på att integrera ett parkeringsgarage vid upprättandet av nya bostäder istället för att anlägga större garage under mark. Detta kanske inte tillgodoser det allmänna behovet av parkeringsplatser, men det skulle minska behovet. Detta förringar inte behovet av parkeringsgarage under mark men hade i ett större perspektiv minskat behovet.

För att belysa den ekonomiska vinsten av att använda Metod 1 och erhålla 201 extra BTA kan följande resonemang användas: en parkeringsplats i ett garage under ett flerbostadshus kostar idag ungefär 1000 kr/månad. En parkeringsplats har standardmått

$5 \cdot 2.5 = 12.5 \text{ m}^2$. Med 201 BTA genererar detta $201/12,5 \approx 16$ extra parkeringsplatser. Detta ger följdaktligen beställaren extra intäkter. För att ge en fingervisning skulle detta generera $16 \cdot 1000 \cdot 12 = 192000$ årligen, vilket motsvarar 9,6 MSEK på 50 år. Rapportens huvudsyfte är inte att utreda huruvida den ena eller andra metoden är det mer ekonomiska fördelaktiga alternativet, men det bör poängteras att det finns en viss ekonomisk vinst med en ökad BTA. En ökad BTA är dock parallell med en ökad produktionskostnad vilket också beställaren måste beakta. På längre sikt finns det däremot fler intäkter.

5.4 Klimat

När termen stålspont används i detta avsnitt avser det hela metoden för att installera stålspont och platsgjuta källarväggen, det avser inte den enskilda stödkonstruktionen.

Resultatet visar ett varierat klimatavtryck för sekantpålarna mellan 258-280 ton koldioxidekvivalenter (tCO_2e). Detta beror på cementtypen som används, vilket är relevant för resultatet att undersöka då olika geologier kan styra valet av cementtyp i verkligheten. Klimatavtrycket för den platsgjutna källarväggen beror till störst del på spontens ålder och hur många gånger den har använts i tidigare projekt, men likaså här beror det även på cementtypen. Stålsponten har i fallen A, B och C en livslängd på 5 projekt. I fall C är stålsponten inne på sin femte och sista användning, det vill säga att den inte kommer gå att återanvända i fler projekt och måste återvinnas. Fall A avser helt ny spont och genererar störst klimatavtryck. Fall B är det scenario som anses vara ett mellanscenario. Sammantaget kan de olika fallen betraktas som en generalisering och inte värden som nödvändigtvis är representativa för samtliga spontprojekt i Skåne. De ger däremot en indikation på hur klimatavtrycket skiljer sig åt beroende på skicket och åldern på spontplanken, men även cementtypen. Att sponten just har fem projekt som livslängd anses däremot vara relevant och ett välgrundat antagande för Skåne. Denna siffra kanske är lägre eller högre för vissa plank eftersom skicket på spontplanken avgörs från de olika markförhållanden i föregående projekt. Rapporten tar däremot inte hänsyn till korrosionsförloppet för stålsponten. Om sponten hade haft en längre livslängd och varit använd i mjukare markförhållanden hade det varit av intresse att utreda hur korrosionen påverkar spontens skick. Med anledning av att stålsponten i rapporten har fem projekts livslängd och att majoriteten av sponten i utredningen lämnas kvar i marken, är det därför inte värdefullt för resultatet att utreda detta ytterligare.

Hur klimatavtrycket för fallen A, B och C förhåller sig till sekantpåleväggen utifrån cementtyperna illustreras i tabell 5.1.

Tabell 5.1: Hur mycket mer tCO₂e som genereras av *Metod 2 - stålspont och platsgjuten källarvägg* för de olika fallen i förhållande till sekantpåleväggens klimatavtryck från *Metod 1*. Notera att cementtypen för båda konstruktioner är CEM I i rad 1, CEM II/A-V i rad två och i rad tre innehåller sekantpåleväggen CEM I och det platsgjutna alternativet CEM II/A-V.

ΔtCO_2e	Fall A	Fall B	Fall C
CEM I	79 (+28%)	36 (+13%)	11 (+4%)
CEM II/A-V	93 (+36%)	50 (+19%)	25 (+10%)
CEM I/ II/A-V	71 (+25%)	28 (+10%)	3 (+1%)

Fall A och C representerar det minst ogynnsamma respektive mest gynnsamma sett till mängden tCO₂e, vilket också bevisas från tabell 5.1. Samtliga olika kombinationer av ålder på stålsponten och cementtyper ger alla ett högre klimatavtryck än vad sekantpålarna gör. Fall B ter sig mest rimligt att jämföra mot sekantpålarna då det avser ett mellanscenario av de olika fallen. Detta ger ett ökat klimatavtryck på 10-19% mer än vad sekantpålar utgör. Detta är en väsentlig skillnad som måste beaktas och inkluderas som en fördel för CCFA-metoden när de två metoderna ska jämföras.

I avsnitt 3.1.2 presenterades bruttoarean från de olika metoderna. För sekantpåleväggen erhöles en BTA på 928 m² respektive 727 m² för det platsgjutna alternativet. För att undersöka hur klimatavtrycket skiljer sig mellan fallen i uttryckt i kgCO₂e/m² genomfördes beräkningar baserade på ett flerbostadshus med 6 våningar plus källargaraget. Resultatet erhålls i tabell 5.2.

Tabell 5.2: Klimatavtryck per kvadratmeter för ett flerbostadshus med sex våningar + en våning källargarage enligt klimatdata från tabell 4.10

kgCO ₂ e/m ²	Fall A	Fall B	Fall C	Sekantpålar
CEM I	71	62	57	43
CEM II/A-V	69	61	56	40
CEM I/II/A-V	69	61	56	43

Skillnaden mellan de olika fallen och varierad cementtyp alternerar mellan 1-2 kgCO₂e. Sekantpålarna har däremot, jämfört med fall B, mellan 18-21 lägre kgCO₂e motsvarande 30-34 % lägre. Detta är något som är särskilt relevant och väldigt centralt för CCFA-metoden, just att metoden genererar en högre BTA och därmed även ett lägre klimatavtryck per kvadratmeter. För Fall A och C motsvarar det en reduktion om 32-38 % respektive 23-29 % per kvadratmeter.

Eftersom klimatkalkylen baseras på resurstid och inte produktionstid ger det en felmar-

ginal i resultatet. Beräkningsprogrammet tar viss hänsyn till antalet produktionsdagar, men den enda parameter som faktiskt påverkas av antalet produktionsdagar är klimatavtrycket för yrkesarbetarnas transport till och från arbetsplatsen. Detta ger en marginell skillnad i klimatavtrycket sett till det totala avtrycket mellan metoderna, vilket illustreras i stapeldiagrammen och tabellerna i bilaga D.

Något som däremot hade varit intressant att jämföra är klimatavtrycket från arbetet mot det avtryck från prefabricerade betongelement. Detta inkluderades inte i rapporten till följd av att metoden inte innehåller en produktion på plats, utöver den faktiska installeringen av dessa prefabricerade betongelement. Med anledning av att dessa element produceras i en fabrik skulle det ge ett mervärde åt arbetet att utreda huruvida prefabricerade betongelement är ett bättre alternativ sett från en klimatsynpunkt.

5.5 Vatten & sekantpåleväggar

I litteraturstudien presenteras olika metoder för hur inläckage av vatten kan hanteras för en sekantpålevägg. Den lösning som förekommer ofta är att tätat lokalt där läckaget förekommer, särskilt i skarvar och vid ankarstagen. Detta ter sig inte i Sverige vara en acceptabel lösning då branschpraxis skiljer sig åt, det vill säga att varken entreprenör eller beställare anser det vara en lämplig lösning. Likaså förekommer det inte i Sverige att synlig dagvattenhantering och avledare från sekantpåleväggen är acceptabelt. Därför implementeras en "skin-wall" ofta som en lösning på problemet. Den skapar en barriär mellan sekantpåleväggen och insidan av källargaraget för att leda vattnet vidare till avsedd brunn och/eller pump. Detta ter sig också i vissa fall bero på estetiska skäl, då en rå sekantpålevägg heller inte betraktas som acceptabel. Sammantaget bör inläckage av vatten beaktas vid upprättandet av en sekantpålevägg, men det ska då poängteras att vatten inte utgör ett problem för konstruktionen i produktions- eller bruksfasen eftersom det kan tätas lokalt. Å andra sidan kan det bli problematiskt om en sekantpålevägg upprättas intill ett vattenmagasin, då kan inläckaget bestå av flödande mängder och andra mer aggressiva tätningsmetoder kan behöva tillämpas. Det är alltså upp till beställaren och entreprenören att ta beslut om vilka tätningsmetoder som ska användas och hur sekantpåleväggen ska angripas i en estetisk bemärkelse; men det finns inga tekniska problem med en rå sekantpålevägg likt det som visas från bilderna i avsnitt 2.4. Rapporten har inte närmare undersökt vad en estetisk lösning kostar i pengar eller hur mycket CO₂e det motsvarar. En estetisk lösning syftar endast till att tillfredsställa ögat och bidrar inte praktiskt till konstruktionen i helhet. Bedömningen mellan funktion och utseende är en faktor som bör tas hänsyn till och vad det skulle bidra med. Ett parkeringsgarage existerar för att parkera ens bil och huruvida en rå sekantpålevägg är mindre tilltalande än en slät yta borde inte vara avgörande för valet mellan konstruktionerna.

6 Slutsats

Flertalet aktörer i byggbranschen har många samtal om hur ytor ska nyttjas, många förespråkar att samhället bör bygga på höjden och djupet snarare än bredden. För att maximera användandet av ytor i urbana miljöer behöver alternativa metoder undersökas; men framför allt användas. Permanenta sekantpåleväggar är ingen ny teknik i Sverige, det är däremot en mindre beprövad metod som inte särskilt ofta föredras framför stålspons och platsgjuten grund. Detta beror dels på okunskap då erfarenheten av sekantpålning är låg. Dels beror det också på att i Sverige gör vi ofta som vi alltid har gjort - det är helt enkelt lätt för aktörer i ett projekt att arbeta med beprövade metoder för att det finns mycket kunskap om dessa. Permanenta bärande sekantpålar börjar däremot dyka upp i fler projekt till följd av viljan bakom både beställaren och entreprenören.

Resultatet i det studerade fallet tyder på att permanenta bärande sekantpålar är ett konkurrenskraftigt alternativ framför stålspons som stödkonstruktion och en traditionellt utförd platsgjuten källarvägg. Fördelarna med sekantpålning visar sig vara flera stycken i jämförelse:

- Lägre resurstid
- Lägre omgivningspåverkan
- Lägre klimatavtryck per kvadratmeter
- Lägre totalt klimatavtryck än en stålspons som har 5 projekts livslängd
- Ökad BTA
- Med ökad BTA tillkommer extra intäkter för beställaren på lång sikt

Trots att sekantpålar visar sig vara ett konkurrenskraftigt alternativ tillkommer det dock vissa nackdelar som kan påverka valet av metod:

- Den estetiska aspekten av en "rå" sekantpålevägg
- Hantering av och tätning mot vatten
- Begränsning och flexibiliteten i konstruktionens utformning
- Ökad produktionskostnad för beställaren om fler och/eller större lägenheter ska produceras

Sammantaget bör CCFA-metoden betraktas som lämplig och ibland mer fördelaktig för nybyggnationer i urbana miljöer i Skåne. Det åligger således entreprenörer att skaffa sig mer kunskap om sekantpålar och dess fördelar. Beställaren är sällan den tekniskt sakkunniga personen, därför måste initiativet för nya metoder presenteras av entreprenörer.

6.1 Förslag till vidare studier

Rapporten har jämfört klimatavtrycket och det praktiska utförandet mellan två metoder. För att beräkna klimatavtrycket krävdes kännedom om metodernas olika resurstider, vilket inte är samma sak som en faktisk produktionstid. Det skulle därför vara intressant och angeläget för att ytterligare bredda kunskapen om CCFA-metoden att jämföra faktiska kostnader och produktionstider mellan metoderna som har presenterats i rapporten.

En aspekt vid dimensioneringen av sekantpåleväggarna är betongreceptet, vilket har stor inverkan på konstruktionens bärighet. Med anledning av att en konstruktion utförd med betong har ett kraftigt klimatavtryck skulle det vara fördelaktigt att utreda huruvida betongreceptet kan optimeras för en sekantpålevägg, vilket eventuellt hade reducerat dess klimatavtryck.

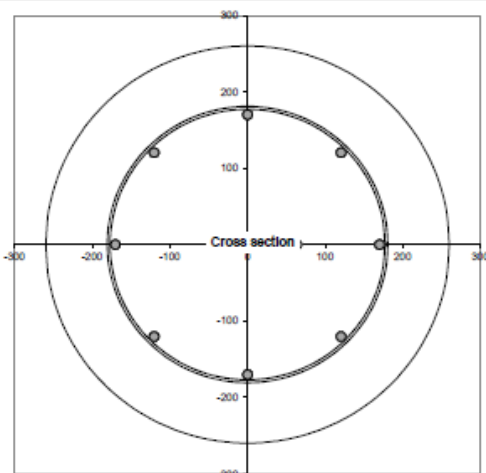
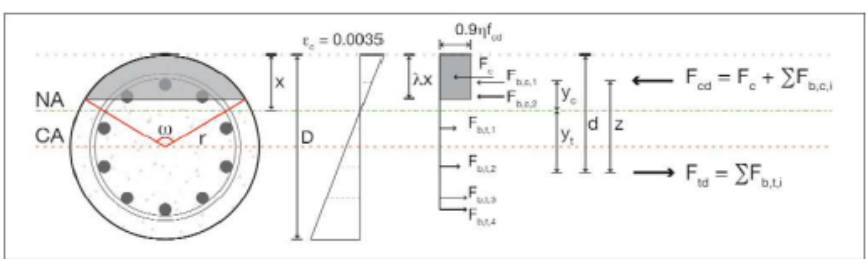
Litteratur

- Aarsleff Ground Engineering (u.å). *Borrad spont*. Hämtad: 2023-05-09. URL: <https://www.aarsleff-groundengineering.se/tjanster/stodkonstruktioner/borrad-spont/>.
- Aarsleff UK (2023). *Need a sheet piling solution? 10 things to understand before you enquire*. Hämtad: 2023-04-19. URL: <https://aarsleff.co.uk/company-news/sheet-piling-solutions/>.
- (u.å[a]). *All about CFA piles*. Hämtad: 2024-04-03. URL: <https://aarsleff.co.uk/company-news/all-about-cfa-piles-2/>.
 - (u.å[b]). *All about Secant Pile Walls*. Hämtad: 2024-04-11. URL: <https://aarsleff.co.uk/company-news/all-about-secant-pile-walls/>.
- Alén, Claes, Anders Lindvall, Morgan Johansson, Jonas Magnusson och Christer Norén (2006). *SLITSMURAR SOM PERMANENTA KONSTRUKTIONER*. Tekn. rapport. SBUF. URL: `\path{https://vpp.sbuf.se/Public/Documents/ProjectDocuments/E0F56333-437F-476A-AF7939AE4596F052/FinalReport/SBUF%2011603%20Slutrappport%20Slitsmurar%20som%20permanenta%20konstruktioner.pdf}`.
- Bala Consulting Engineers (2023). *Secant Pile Construction and Design*. Hämtad: 2024-03-30. URL: <https://www.bala.com/blog/secant-pile-construction-and-design>.
- Bauer Maschinen (u.å). *Drilling methods in specialist foundation engineering*. Hämtad: 2024-03-31. URL: <https://equipment.bauer.de/en/drilling-methods-specialist-foundation-engineering>.
- BAUER Maschinen GmbH (2011). *CCFA. Verrohrtes Endlosschneckenbohren Cased Continuous Flight Auger*. Hämtad: 2024-04-09. URL: <https://equipment.bauer.de/en/media/1949/download?inline>.
- Bauer Maschinen GmbH (2018). *Bauer BG 45. Rotary Drilling Rig. Base carrier BS 95*. URL: https://www.ecanet.com/uploads/files/Resources/BG_45_BS_95_PremiumLine_EN_905_799_2.pdf.
- Bauer Spezialtiefbau GmbH (2018). *Bored Piles*. URL: https://www.bauertech.co.uk/export/shared/documents/pdf/bst/print/905_015_2_BAUER-Bored-Piles_en.pdf.
- Bernebring, Martin (2021). *Jämförelse av olika metoder för dimensionering av spont*. Tekn. rapport. Student Paper. Institutionen för byggvetenskaper.
- Boverket (2024). *Utsläpp av växthusgaser från bygg- och fastighetssektorn*. Hämtad: 2024-08-17. URL: <https://www.boverket.se/sv/byggande/hallbart-byggande-och-forvaltning/miljoindikatorer---aktuell-status/vaxthusgaser/#:~:text=Bygg%2D%20och%20fastighetssektorn%20svarade%202021,Sveriges%20totala%20utsl%C3%A4pp%20av%20v%C3%A4xthusgaser..>
- Byggkoll (2019). *Tystare spontning vid Västlänken*. Hämtad: 2023-05-05. URL: <https://byggkoll.byggtjanst.se/artiklar/2019/december/tystare-spontning-vid-vastlanken/>.

- Bärring, Maria och Josefin Thoresson (2020). *KLIMAT- OCH KOSTNADSANALYS ÖVER STÅLSPONT OCH SLÄNTNING*. Tekn. rapport. Lunds Universitet. URL: <https://lup.lub.lu.se/luur/download?func=downloadFile&recordId=9021197&fileId=9021220>.
- Deckner, Fanny (2020). *MINIMERING AV MARKVIBRATIONER VID VIBRO-DRIVNING AV SPONT – PRAKTISKA RÅD*. Tekn. rapport. Lunds Universitet. URL: [https://vpp.sbuf.se/Public/Documents/ProjectDocuments/7ace0448-60a8-4d0f-b4a9-4052d432fd0d/FinalReport/SBUF%2013564%20Slutrapport_Markvibrationer%20vid%20spontdrivning%20\(1\).pdf](https://vpp.sbuf.se/Public/Documents/ProjectDocuments/7ace0448-60a8-4d0f-b4a9-4052d432fd0d/FinalReport/SBUF%2013564%20Slutrapport_Markvibrationer%20vid%20spontdrivning%20(1).pdf).
- EFFC (2014). *EFFC DFI Carbon Calculator Methodological & User Guide*. Hämtad: 2024-08-17. URL: <https://www.effc.org/content/uploads/2020/10/EFFC-DFI-methodological-and-user-guide-v2.2.pdf>.
- Hercules (u.å). *Säker spontning för känsliga omgivningar eller blockig jord*. Hämtad: 2024-05-10. URL: <https://hercules.se/grundlaggning/stodkonstruktioner/borrad-rorspont/>.
- Höglund, Marcus och Oscar Forsén (2015). *Erfarenheter från användning av sekantpå-ning som stödkonstruktion. Fallstudier från projekt i Sverige*. Tekn. rapport. Byggteknik och design. KTH. URL: <https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:858012/FULLTEXT01.pdf>.
- Jansson, Felix (2023). *Klimatpåverkan från användning av stålspons vid anläggningsarbeten. Utvärdering av klimatåtgärder ur ett livscykelperspektiv*. Tekn. rapport. Uppsala Universitet. URL: <https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:1765392/FULLTEXT01.pdf>.
- Jeffrey Machine (u.å). *The Benefits of Continuous Flight Auger Drilling*. Hämtad: 2024-03-29. URL: <https://www.jeffreymachine.com/blog/the-benefits-of-continuous-flight-auger-drilling>.
- Keller ME (u.å). *Continuous flight auger (CFA)*. Hämtad: 2024-04-02. URL: https://www.kellerme.com/sites/keller-me/files/2019-11/E_Brochure_Technique_220_CFA_Interactive.pdf.
- Keller NA (u.å). *CFA (auger cast) piles*. Hämtad: 2024-03-31. URL: <https://www.keller-na.com/expertise/techniques/cfa-auger-cast-piles>.
- Keller UK (u.å). *Bored piles and pile walls*. Hämtad: 2024-03-31. URL: https://www.keller.co.uk/sites/keller-uk/files/2019-09/E_Brochure_210BoredPilesUK.pdf.
- Kiilsgaard, Ramona (2019). *Förutsättningar att bedöma klimatpåverkan från grundläggning och grundkonstruktioner*. Tekn. rapport. Uppdragsnr: 17068. SGI. URL: <https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:1300437/FULLTEXT01.pdf>.
- National Grid (2024). *What are scope 1, 2 and 3 carbon emissions?* Hämtad: 2024-08-17. URL: <https://www.nationalgrid.com/stories/energy-explained/what-are-scope-1-2-3-carbon-emissions#:~:text=Definitions%20of%20scope%201%2C%20owned%20or%20controlled%20by%20it>. HÄMTAD 2024-08-17.
- Olsson, Connie och Göran Holm (1993a). *Pålgrundläggning*. AB Svensk Byggtjänst. Kap. Kapitel 3. ISBN: 91-7332-663-1.
- (1993b). *Pålgrundläggning*. AB Svensk Byggtjänst. Kap. Kapitel 2. ISBN: 91-7332-663-1.
- Peab Grundläggning AB (u.å). *Glesspont/Berlinerspont*. Hämtad: 2024-05-10. URL: [\path{https://peabgrundlaggning.se/grundlaggning/spont/glesspont-berlinerspont/}](https://peabgrundlaggning.se/grundlaggning/spont/glesspont-berlinerspont/).

- SBUF (2018). *Sponthandboken 2018: Tillämpningsexempel - Svävande spont i lera*. Svenska Byggbranschens Utvecklingsfond.
- SGI (2023). *Stödkonstruktioner - Vägledning i arbetet*. Hämtad: 2024-04-19. URL: <https://www.sgi.se/sv/vagledning-i-arbetet/grundlaggning-och-forstarkning/stodkonstruktioner/>.
- Sigma Plantfinder (2020). *What Is Rotary Bored Piling?* Hämtad: 2024-03-31. URL: <https://www.sigmaplantfinder.com/blog/rotary-bored-piles-rotary-bore-pile-drilling/>.
- Skanska (2024). *Öresundsbron, Malmö*. Hämtad: 2024-04-19. URL: <https://www.skanska.se/vart-erbjudande/vara-projekt/57321/Oresundsbron%2C-Malmo>.
- SSAB (2024). *SSAB RD®-påvägg*. Tekn. rapport. SSAB. URL: <https://www.ssab.com/en>.
- Stou, Lasse Severin (2024). *Design Engineer, Aarsleff A/S*. Mailkonversation 2024-05-02.
- Svensk Betong (u.å). *Livslängd för byggnader*. Hämtad: 2024-08-17. URL: <https://www.svenskbetong.se/om-betong/prefab/miljo-och-hallbarhet/livslangd-for-byggnader7>.
- Åhnberg, Helen (2004). *Sekantpåalar som stödkonstruktion - Litteraturstudie*. Tekn. rapport. SGI. URL: <https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:1300437/FULLTEXT01.pdf>.

Bilaga A

Dimensionering af boret pæl					AARSLEFF	
Bæreevnekapacitet af cirkulært armeret betontværsnit					Per Aarsleff A/S Hasselager Allé 5 DK-8260 Viby J.	
Projekt: Edward Marks Exjobb	Proj. nr.: 0					
Dato: 18-04-2024	Designer: LSST	Appendix: 0	Entr. nr.: 0			
	Pæl nr.: Typ	Pæl type: 0	Sektion: 0			
Fil id: V:\Armering til Edward.xlsm\RS Tværsnit, enkelt ring						
M-N diagram for bæreevne af cirkulært armeret betontværsnit. Beregning af beton- og armeringspænding for kombineret normalkraft og bøjning.						
Design basis:						
Normative reference: DS/EN 1992-1-1 + A/C 2008 (DK NA:2013), DS/EN 1994-1-1, DS/EN 10080, DS/EN 1536, ENV 197-1, ENV 206, DS/EN 17660-2						
Udførelseskategori:	Klasse 2 (normal)	Iht DS/EN 1992-1-1 + A/C 2008, DK NA:2013 2.4.2.4	$\gamma_s =$	1.00		
Miljøklasse:	Moderat	Iht DS/EN 1992-1-1 + A/C 2008, DK NA:2013 4.4.1.2	$f_{ck,min}$	25.0 MPa		
Lastkombination:	LK GEO 1-2	$\gamma_0 =$	1.0	w_{maks}	0.4 mm	
Konsekvensklasse:	CC1/CC2	$K_{pl} =$	1.0	f_{ck}	35.0 MPa	
Beton trykstyrke:	C35MPa	$\gamma_c = 1.45 \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_s =$	1.45	f_{cd}	24.1 MPa	
Armeringsstyrke:				ϵ_{cu}	0.35 %	
Længdearmering:	fyk 550MPa	$\gamma_s = 1.2 \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_s =$	1.20	f_{yk}	550.0 MPa	
Spiralarmering:	fyw 550MPa (B eller C)			f_{yd}	458.3 MPa	
Levetid:	50 år			f_{ywd}	458.3 MPa	
Dæklag, anvendt:				ϵ_{syd}	0.229 %	
Maks tilslagsstørrelse:				ϵ_{acyd}	-0.229 %	
Trykhældning:				$d_{nom,aktuel}$	75 mm	
				d_u	32 mm	
				$\cot \theta$	2.5	
Tværsnit:						
Pæle diameter:	D =	520 mm				
Pæle afstand (armerede):	c/c =	1395 mm				
Længdearmering, diameter	$\phi =$	16 mm				
Bundet armering:	Stænger pr bundt:	1 stk				
	Antal bundter:	8 stk				
	/Ekvivalent diameter, ϕ_{ie} :	16.0 mm				
Spiralarmering, diameter:	$\phi_{sw} =$	12 mm				
Spiralarmering, afstand:	s =	400 mm				
Spiral, radius:	$r_{sw} =$	179 mm				
	$\alpha_{sw} =$	48.2 °				
Fri afstand mellem bundter:		113.6 mm				
Radius af armeringskurv:		165.0 mm				
Tværsnitsareal for pæl:	$A_c =$	212372 mm ²				
Armeringsareal:	$A_s =$	1808 mm ²				
Armeringsprocent:	$A_s/A_c =$	0.76 %				
Armeringsmængde pr. m. pæl (længde+spiral)		15.5 kg/m				
Armeringsmængde pr. m ² væg (længde+spiral)		11.1 kg/m ²				
Betonmængde pr. m. pæl (netto):		0.21 m ³ /m				
Udvendig diameter kurv		370 mm				
						
Spændingsberegning:						
						
Trykzone vinkel (rad):	$\omega = 2 \cos^{-1} \left(\frac{r - \lambda x}{r} \right);$	$\lambda = 0.8$				
Trykzone areal:	$A_c = 0.5r^2(\omega - \sin \omega)$	Spændingsbetingelse:	$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \left(\frac{d - x}{x} \right)$	for		
Trykzone tyngdepunkt:	$z_c = \frac{(2r \sin 0.5\omega)^3}{12A_c}$	$\epsilon_s < \epsilon_{scy} \Rightarrow \sigma_s = f_{ydc}$ $\epsilon_{scy} < \epsilon_s < 0 \Rightarrow \sigma_s = f_{ydc} \frac{\epsilon_s}{\epsilon_{scy}}$ $0 < \epsilon_s < \epsilon_{sy} \Rightarrow \sigma_s = f_{ydc} \frac{\epsilon_s}{\epsilon_{sy}}$ $\epsilon_{sy} < \epsilon_s \Rightarrow \sigma_s = f_{ydc}$				

AARSLEFF
Per Aarsleff A/S
Hasselager Allé 5
DK-8260 Viby J.

Proj. nr.: 0

Entr. nr.: 0

Sektion: 0

Per Aarsleff A/S
Hasselager Allé 5
DK-8260 Viby J.

Beregning af beton- og armeringsspænding for kombineret normalkraft og bøjning.

Ren trækflydning i al armering.
Intet momentbidrag.

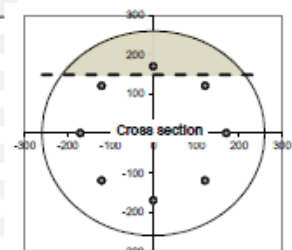
$$A_g = 1608 \text{ mm}^2$$
$$N_{fd} = -737 \text{ kN}$$
$$M_{Ed} = 0 \text{ kNm}$$

Intet normalkraft bidrag.

x findes ved interpolation som $N_{\text{red}} = N_c - \sum N_s = 0$

$$\begin{array}{llll} x = & 110.9 \text{ mm} & A_c = & 24088 \text{ mm}^2 & Z_c = & 207 \text{ mm} \\ \omega = & 1.70 \text{ rad} & N_c = A_c \cdot 0.9 \cdot f_{cd} = & 523 \text{ kN} & M_c = N_c \cdot Z_c = & 108.4 \text{ kNm} \end{array}$$

Lag	Z_0	d	$d-x$	ε_0	σ_0	A_0	N_0	M_0
nr.	[mm]	[mm]	[mm]	[%]	N/mm ²	mm ²	[kN]	[kNm]
1	-185.0	95.0	-15.9	-0.050	-100.4	201.1	-20.2	3.3
2	-116.7	143.3	32.4	0.102	204.6	402.1	82.3	-9.6
3	0.0	260.0	149.1	0.470	458.3	402.1	184.3	0.0
4	116.7	376.7	265.8	0.839	458.3	402.1	184.3	21.5
5	165.0	425.0	314.1	0.991	458.3	201.1	92.2	15.2
6								
7								
8								
9								
10								
11								
12								
13								
14								
15								
16								
17								
$\bar{x}$						1608	522.9	30.4


$$N_{Fd} = 0 \text{ kN}$$
$$M_{\text{Ed}} = 139 \text{ kNm}$$
$$z = 256 \text{ mm}$$
$$z_0 = 50 \text{ mm}$$

100

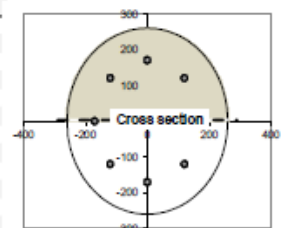
Balanceret tværsnit

Tøjning i trækarmering defineret ved $\epsilon_{xy} \Rightarrow x = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{xy}} \cdot d_{træk}$

$d_{\max}$ = afstand fra top af tværsnit til nedre armering

$$\begin{array}{llll} x = 256.8 \text{ mm} & A_c = 78038 \text{ mm}^2 & Z_c = 140.4 \text{ mm} \\ \omega = 2.72 \text{ rad} & N_c = A_c \cdot 0.9 \cdot f_{cd} = 1695 \text{ kN} & M_c = N_c \cdot Z_c = 237.9 \text{ kNm} \end{array}$$

Lag	Z_s	d	$d-x$	ε_s	σ_s	A_s	N_s	M_s
nr.	[mm]	[mm]	[mm]	[%]	N/mm ²	mm ²	[kN]	[kNm]
1	-185.0	95.0	-181.8	-0.221	-441.1	201.1	-88.7	14.8
2	-116.7	143.3	-113.5	-0.155	-309.4	402.1	-124.4	14.5
3	0.0	260.0	3.2	0.004	8.6	402.1	3.5	0.0
4	116.7	376.7	119.8	0.163	326.6	402.1	131.3	15.3
5	165.0	425.0	168.2	0.229	458.3	201.1	92.2	15.2
6								
7								
8								
9								
10								
11								
12								
13								
14								
15								
16								
17								
Σ						1608	13.9	59.7


$$N_{\text{ed}} = 1,709 \text{ kN}$$
$$M_{Ed} = 298 \text{ kNm}$$

Dimensionering af boret pæl				AARSLEFF	
Bæreevnekapacitet af cirkulært armeret betontværsnit					
Projekt: Edward Marks Exjobb		Proj. nr.: 0			
Dato: 18-04-2024	Designer: LSST	Appendix: 0	Entr. nr.: 0	Per Aarsleff A/S Hasselager Allé 5 DK-8260 Viby J.	
Pæl nr: Typ		Pæl type: 0	Sektion: 0		
Fil id: V:\Armering til Edward\15m\RS Tværsnit, enkelt ring					
Forskydningskapacitet af armeret cirkulært betontværsnit. Beregning af beton- og armeringsspænding for forskydningspåvirkning.					
Tværsnittets revnede forskydningskapacitet bestemmes uden normalkraftbidrag på baggrund af "Shear design of circular concrete sections using the Eurocode 2 truss model". 2010 © J.J. Orr, A.P. Darby, T.J. Ibell, S.R. Denton og J.D. Shave.					
Kapacitet betontværsnit:		$V_{Rd,c} \geq \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{tk})^{1/3} \right] A_v$			
Hvor:		$C_{Rd,c} = 0,18/f_{te} = 0,12$ $k \leq \begin{cases} 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \\ 2,0 \end{cases} \quad k = 1,73$ $\rho_l \leq \begin{cases} \frac{A_{st}}{A_c} \\ 0,02 \end{cases} \quad \rho_l = 0,009$ $d' = r + (2r_s / \pi) \quad d' = 374 \text{ mm}$ $\alpha' = \sin^{-1} \left(\frac{d' - r}{r} \right) \quad \alpha' = 0,45 \text{ rad}$ $A_c = \pi r^2 \left(\frac{\pi}{2} + \alpha' + \sin \alpha' \cos \alpha' \right) \quad A_v = 1,63E+05 \text{ mm}^2$ $v_{min} = \frac{0,051}{\gamma_c} k^{1,5} f_{td}^{0,5} \quad v_{min} = 0,474 \quad V_{Rd,c} = 109 \text{ kN}$			
Kapacitet spiralarmring:		$V_{Rd,s} = \lambda_1 \lambda_2 \frac{A_{sw}}{s} z' f_{yd} \cot \theta \quad z' = 0,9d' \quad 337 \text{ mm}$			
Hvor:		$\lambda_1 = \int_0^1 \sqrt{1 - \left(\frac{z_0 - zX}{r_{sw}} \right)^2} dX \quad \lambda_1 = 0,73$ $\lambda_2 = \left((s / 2\pi r_{sw})^2 + 1 \right)^{-0,5} \quad \lambda_2 = 0,94 \quad V_{Rd,s} = 150 \text{ kN}$			
Kapacitet skråt betontryk:		$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z' v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$			
Hvor:		$\alpha_{cw} = 1,0$ $v_1 = 0,525$ $c = d' - z' = 37,4 \text{ mm}$ $e = \left(\frac{D + 2r_{sw}}{2} \right) - d' = 65,0 \text{ mm}$ $B_w \leq \begin{cases} B_{we} - 2\sqrt{c(2r - c)} = 268,7 \text{ mm} \\ B_{ws} - 2\sqrt{e(2r_{sw} - e)} = 276,1 \text{ mm} \end{cases}$			
		$V_{Rd,max} = 300 \text{ kN}$ $V_{Rd} = 150 \text{ kN}$			
Forskydnings kapacitet:					
Aktuelle regningsmæssige snitkræfter:		$M_{Ed} \quad V_{Ed}$ [kNm/pæl] [kN/pæl] Ved maksimal forskydning 52 279 (Permanent fase)			
Supplerende trækraft i længdearmring som følge af forskydningen, V_{Ed} udgør:					
$\Delta F_{ld} = 0,5V_{Ed}(\cot \theta - \cot \alpha)$		$\Delta F_{ld} = 193 \text{ kN}$			
Aktuel trækraft i længdearmring inkl maks forskydningsbidrag udgør:					
$\Sigma F_{ld} = (M_{Ed}/z) + \Delta F_{ld}$		$\Sigma F_{ld} = 396 \text{ kN}$			
Maksimal trækkekapacitet i længdearmring ved maks momentkapacitet udgør:					
$F_{ld,M} = M_{Rd}/z$		$F_{ld,M} = 543 \text{ kN} > \Sigma F_{ld}$			
Der er ikke behov for supplerende længdearmring.					

Dimensionering af boret pæl									
Bæreevnekapacitet af cirkulært armeret betontværsnit									
Projekt: Edward Marks Exjobb		Proj. nr.: 0							
Dato: 18-04-2024	Designer: LSST	Appendix: 0	Entr. nr.: 0						
Pæl nr: Typ		Pæl type: 0	Sektion: 0						
Fil id: V:\Armering til Edward\lsst\RS Tværsnit, enkelt ring					Per Aarsleff A/S Hasselager Allé 5 DK-8260 Viby J.				
Revneviddeberegning for armeret cirkulært betontværsnit. Beregning af beton- og armeringsspænding for kombineret moment og normalkraft i anvendelsestilstand.									
Spændingsfordeling i korttidstilstand: Kortids E-modul, E_{cm} = 34077 N/mm² Kortids alfa, α = 5.9 Tværsnit som angivet i ULS. Spændingsfordeling baseret på karakteristiske lastkombinationer i SLS.									
Karakteristisk normalkraftbidrag: Karakteristisk momentbidrag:				$N_k = 140$ kN/pile $M_k = 85$ kNm/pile					
Elastisk forhold mellem armering og beton:				$\alpha_s = E_s/E_c$ 5.9					
$x = 123.1$ mm $y_1 = 109.6$ mm $\omega_1 = 2.03$ rad				$A_c = 38460$ mm ² $A_s = 47900$ mm ² $Z_c = 187.3$ mm $h_{ec} = 36.91$ mm $M_{k,d} = 84$ kNm/pile $y = 13.5$ mm					
Statisk moment om y_1 Transformeret inerti.									
Element no.	Z_a [mm]	d [mm]	$d-y_1$ [mm]	$A_{s,i}$ [mm ²]	$A_c \cdot h_{ec}$ [mm ³]	$A_s \cdot \alpha' \cdot (d-y_1)$ [mm ³]	I_{tr} [mm ⁴]	σ [Mpa]	σ/f_k %
A _c	-	-	-	-	-1.42.E+06	-	5.24E+07	20.7	59.2
A _{s1}	-165.0	95.0	-14.6	201.1	-	-1.73.E+04	2.53E+05	-31.0	5.6
A _{s2}	-116.7	143.3	33.7	402.1	-	7.95.E+04	2.68E+06	15.0	2.7
A _{s3}	0.0	260.0	150.4	402.1	-	3.55.E+05	5.34E+07	126.2	22.9
A _{s4}	116.7	376.7	267.0	402.1	-	6.30.E+05	1.68E+08	237.4	43.2
A _{s5}	165.0	425.0	315.4	201.1	-	3.72.E+05	1.17E+08	283.4	51.5
A _{s6}									
A _{s7}									
A _{s8}									
A _{s9}									
A _{s10}									
A _{s11}									
A _{s12}									
A _{s13}									
A _{s14}									
A _{s15}									
A _{s16}									
A _{s17}									
Σ					0		3.94E+08		
Revnevidde: Revnevidder er korrigeret for store dæklag iht Vejdirektoratets håndbog "Vejledning for belastnings- og beregningsgrundlag for broer" afsnit 8.9.2. $c_{nom,dur} = 30$ mm $c_{nom,long} = c_{nom,ekst} + \Delta_{sv} = 87$ mm									
Effektivt trækpåvirket betonareal: Areal af det trækpåvirkede betonareal defineres som det største betonareal, hvis tyngdepunkt falder sammen med trækarmeringens tyngdepunkt.									
dx angiver afstanden fra top af trykzone til tyngdepunktet for trækarmeringen				$d_x = 284$ mm					
Trækzone vinkel, ω_1				$\omega_1 = 4.65$ rad					
Effektivt trækpåvirket betonareal				$A_{c,eff} = 191083$ mm ²					
Areal af trækarmering i betontrækzonen:				$A_{st} = 1608$ mm ²					
Maks spænding i trækarmeringen i betontrækzonen:				$\sigma_{s,max} = 283.4$ Mpa					
Maksimal revneafstand:				$S_{l,max} = 3.4(25/c_{nom,long})^{2/3} c_{nom,long} + 0.17 \Delta_{sv} (A_{c,eff}/A_{st}) = 452$ mm					
Tøjningsdifference: k_1 angiver lastvarighed									
				$k_1 = 0.4$ (langtidslast)					
				$\alpha = 5.9$					
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} \geq \left\{ \frac{\sigma_{sm}}{E_s} - \frac{k_1}{E_s} \left(\frac{A_{c,eff}}{A_s} + \alpha \right) f_{sm} \right\} = 6.17E-04$				$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 8.50E-04$					
$\left\{ 0.6 \frac{\sigma_{sm}}{E_s} \right\} = 8.50E-04$									
Beregnet revnevidde:				$w_k = S_{l,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0.38$ mm					
Korrigeret revnevidde: $w_{k,korrigeret} = w_k(c_{nom,dur}/c_{nom,trak})$ dog min $w_k \cdot 0.7$				$w_{k,korrigeret} = 0.27$ mm					
Revnevidde overholder designkrav									

Bilaga B

Dato: 2024.04.18 Init.: LSST Dok.nr.: -
Proj. nr.: - Sag: Edward Marks Exjobb
Sekantvägg - Exempel på beräkningar



Förutsättningar

Geometri

Påldiameter och -radius:	$D := 520 \text{ mm}$	$r := D \div 2 = 260 \text{ mm}$
Täckskikt:	$c_{nom} := 75 \text{ mm}$	
Pållängd:	$L := (33.4 - 27) \text{ m} = 6.4 \text{ m}$	
Centrumavstånd, sekantvägg:	$a := 465 \text{ mm}$	
Centrumavstånd, armering:	$c := 3 \cdot a = 1.4 \text{ m}$	
Halva överlappet:	$h := (D - a) \div 2 = 27.5 \text{ mm}$	
Spetsareal av en påle:	$A_{tot} := 0.25 \cdot \pi \cdot D^2 = 0.21 \text{ m}^2$	
Centrumsvinkel:	$v := 4 \cdot \arcsin\left(\sqrt{\frac{h}{D}}\right) = 53 \text{ deg}$	
Areal av överlappet:	$A_{over} := \frac{r^2}{2} \cdot \left(\frac{r \cdot v}{r} - \sin(v)\right) = (4.31 \cdot 10^{-3}) \text{ m}^2$	
Effektivt spetsareal:	$A_{eff} := A_{tot} - 2 \cdot A_{over} = 0.2 \text{ m}^2$	
Effektiv bredd:	$b_{eff} := A_{eff} \div a = 0.44 \text{ m}^2 \div \text{m}$	

Laster per löpmeter

Densitet, betong:	$\gamma_b := 24 \text{ kN} \div \text{m}^3$	
Egenvikt av sekantvägg:	$G := b_{eff} \cdot \gamma_b \cdot L = 67 \text{ kN} \div \text{m}$	
Vertikallast från byggnad:	$V_{SL5} := 300 \text{ kN} \div \text{m}$	[från konstruktör]
	$V_{UL5} := 375 \text{ kN} \div \text{m}$	[från konstruktör]
Laster från spontberäkning:	$M := 56 \text{ kN} \cdot \text{m} \div \text{m}$	[moment]
	$Q := 85 \text{ kN} \div \text{m}$	[skjuvkraft]
	$A_h := 116 \text{ kN} \div \text{m}$	[horisontell HB-reaktion]
Staglutning:	$\alpha := 35 \text{ deg}$	
Vertikalkomponent av HB:	$A_v := A_h \cdot \tan(\alpha) = 81 \text{ kN} \div \text{m}$	

Laster för dimensionering i temporär skede

Normalkraft:	$N_{Ed} := -A_v = -81 \text{ kN} \div \text{m}$	[på säkra sidan utelämnas egenvikt]
Skjuvkraft:	$Q_{Ed} := Q \cdot c = 119 \text{ kN}$	
Moment:	$M_{Ed} := M \cdot c = 78 \text{ kN} \cdot \text{m}$	

Laster för kontroll av sekantvägg som fundament

Total vertikalkraft:	$V_{tot} := V_{UL5} + G = 442 \text{ kN} \div \text{m}$	
----------------------	---	--

Bilaga C

Tabell 1: Indata till klimatkalkylen för stålspont och platsgjuten källarvägg

Spontprofil	AZ18-700
Bredd dubbelplank [m]	1.4
Total krönmeter spont [m]	140
Spontdjup [m]	6
Antal dubbelplank [st]	100
Vikt per meter [kg/m]	153
Vikt per plank [kg]	1224
Total vikt spont [ton]	122.4
Avstånd leverantör [km]	20.0
Vikt per transport [ton]	30
Antal transporter [st]	4
Total vikt spont [ton]	122.4
Installera spont [h/plank]	2.2
Förborrade hål per plank [st/plank]	3
Totalt antal borrarade hål [st]	300
Tid förborrning [hål/h]	3
Cementtyp källarvägg	CEM II/A-V
Höjd källarvägg [m]	4
Bredd källarvägg [m]	0.3
Längd källarvägg [m]	125
Spilltal betong [-]	1.2
Betongvolym källarvägg [m ³]	180
Avstånd från betongverk	13 km
Volym betong per transport [m ³ /st]	7
Antal transporter [st]	26
Armering [kg/m]	611.4
Total vikt armering [ton]	76.3
Area arbetsområde [m ²]	1000
Schaktdjup [m]	4.9
Schaktvolym [m ³]	4900
Schaktvolym, återfyll [m ³]	884
Schaktning [m ³ /h]	55
Vikt lermorän [ton/m ³]	2.24
Totalt vikt lermorän [ton]	13579
Kapacitet lastbil[ton]	30

Antal transporter [st]	432
Avstånd schakttransport [km]	13
Arbetsdagar, förbörning	13
Arbetsdagar, spontning	28
Arbetsdagar, schaktning	11
Arbetsdagar, källarvägg	
Formsättning	
Armering	
Gjutning	
Härdning	
Formrivning	
Totalt	47
Dagar transport, schakter	16
Dagar transport, betong	1
Dagar transport, armering	1
Dagar transport, spont	3
Förbrukning maskiner [liter/h]	400
Förbrukning förbörning [liter]	5000
Förbrukning förbörning [liter]	11200
Förbrukning schaktning [liter]	3120
Förbrukning förbörning [liter]	5000
Transport schaktning [liter]	2134

Tabell 2: Indata till klimatkalkylen för sekantpåleväggen

Cementtyp	CEM I
Löpmeter vägg [m]	140
c/c pålar [m]	0.465
Längd pålar [m]	6.4
Antal pålar [st]	301
Producerade pålar [h/st]	0.94
Area per påle [m ²]	0.21
Volym per påle [m ³]	1.36
Total volym pålar [m ³]	491
Avstånd från betongverk	13 km
Volym betong per transport [m ³ /st]	7
Antal transporter [st]	75
Antal armerade pålar [st]	106

Armering per påle [kg/st]	99.2
Total mängd armering [ton]	10.5
Area arbetsområde [m ²]	1000
Schaktdjup [m]	4.9
Schaktvolym [m ³]	4900
Schaktning [m ³ /h]	55
Vikt lermorän [ton/m ³]	2.24
Total vikt lermorän [ton]	10976
Kapacitet lastbil[ton]	30
Antal transporter [st]	366
Avstånd schakttransport [km]	13
Arbetsdagar, pålkran	45
Arbetsdagar, schaktning	11
Arbetsdagar, pålkran	45
Dagar transport, schakter	14
Dagar transport, betong	3
Dagar transport, armering	1
Förbrukning maskiner [diesel/h]	400
Förbrukning pålkran [liter]	20000
Förbrukning schakttransporter [liter]	1807
Förbrukning schaktmaskin [liter]	334

Bilaga D

CEM I i båda konstruktioner

	Fall A	Fall B	Fall C	SPV	
Materials	265	223	198	188	tCO2e
Energy	57	57	57	60	tCO2e
Freight	4	3	3	6	tCO2e
Mob/demob	1	1	1	0	tCO2e
People's transportation	2	2	2	1	tCO2e
Assets	14	14	14	13	tCO2e
Waste	16	16	16	12	tCO2e
Total	360	320	290	280	0 tCO2e

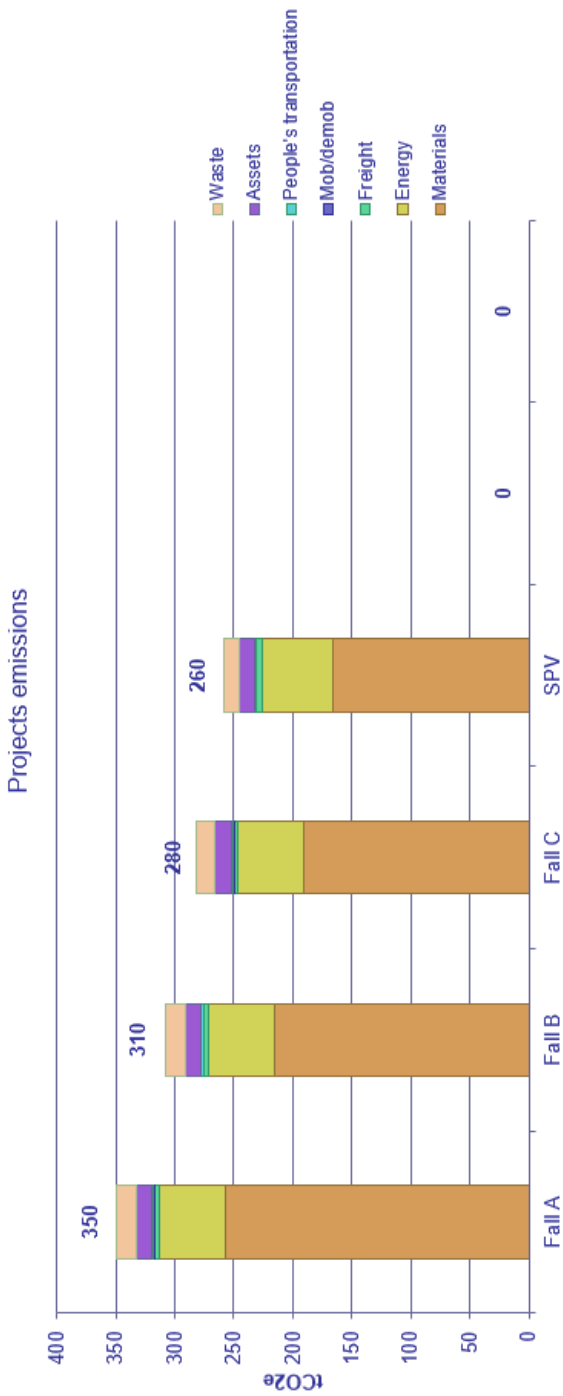
Working days	124	124	124	74	days
Workforce	4	4	4	3	Full-time equivalent
Project value	0	0	0	0	€
Functional unit 1	value	value	value	value	unit
Functional unit 2	value	value	value	value	unit



CEM II/A-V i båda konstruktioner

	Fall A	Fall B	Fall C	SPV		
Materials	257	215	190	166		tCO2e
Energy	57	57	57	60		tCO2e
Freight	4	3	3	6		tCO2e
Mob/demob	1	1	1	0		tCO2e
People's transportation	2	2	2	1		tCO2e
Assets	14	14	14	13		tCO2e
Waste	16	16	16	12		tCO2e
Total	350	310	280	260	0	0 tCO2e

Working days	124	124	124	74		days
Workforce	4	4	4	3		Full-time equivalent
Project value	0	0	0	0		€
Functional unit 1	value	value	value	value		unit
Functional unit 2	value	value	value	value		unit



CEM I i sekantpålarna och CEM II/A-V för den platsgjutna alternativet

	Fall A	Fall B	Fall C	SPV	
Materials	257	215	190	188	tCO2e
Energy	57	57	57	60	tCO2e
Freight	4	3	3	6	tCO2e
Mob/demob	1	1	1	0	tCO2e
People's transportation	2	2	2	1	tCO2e
Assets	14	14	14	13	tCO2e
Waste	16	16	16	12	tCO2e
Total	350	310	280	280	0 tCO2e

Working days	124	124	124	74	days
Workforce	4	4	4	3	Full-time equivalent
Project value	0	0	0	0	€
Functional unit 1	value	value	value	value	unit
Functional unit 2	value	value	value	value	unit

