2014•2015
FACULTEIT INDUSTRIËLE INGENIEURSWETENSCHAPPEN
master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Masterproef

De invloed van beschoeiingen en onderschoeiingen op belendingen

Promotor :
Prof. ir. Bart VAN ZEGBROECK

Promotor :
ing. LUC SCHOUTEDEN

Marc Corstjens , Michiel Minten

Proefschrift ingediend tot het behalen van de graad van master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Gezamenlijke opleiding Universiteit Hasselt en KU Leuven

2014•2015

Faculteit Industriële ingenieurswetenschappen

master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Masterproef

De invloed van beschoeiingen en onderschoeiingen op belendingen

Promotor :
Prof. ir. Bart VAN ZEGBROECK

Promotor :
ing. LUC SCHOUTEDEN

Marc Corstjens , Michiel Minten

Proefschrift ingediend tot het behalen van de graad van master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

universiteit hasselt | KU LEUVEN

Woord vooraf

Deze scriptie is het resultaat van het onderzoek naar de invloed van beschoeiingen en onderschoeiingen op belendingen. Wij hebben dit onderzoek uitgevoerd ter afronding van de opleiding master in de industriële wetenschappen: bouwkunde aan de associatie Universiteit Hasselt en KU Leuven.

Bij deze zouden wij graag enkele personen bedanken voor hun bijdrage aan deze masterproef. Allereerst willen wij onze interne promotor prof. ir. Bart van Zegbroeck bedanken voor de begeleiding bij het uitzoeken van welke richting concreet uit te gaan, het aanleveren van de nodige nuttige literatuur en de verdere begeleiding doorheen het semester. Daarnaast gaat een woord van dank uit naar onze externe promotor ing. Luc Schouteden voor de opvolging van de masterproef en de aangebrachte correcties doorheen het semester. Verder zouden wij ook dr. ing. Bram Vandoren willen bedanken voor de hulp met betrekking tot de literatuur van het WTCB en de masterproefseminaries.

Diepenbeek, januari 2015

Marc Corstjens & Michiel Minten

Inhoudsopgave

Woord vooraf _____ i

Lijst van tabellen _____ vii

Lijst van figuren _____ ix

Abstract _____ xi

Abstract in English _____ xiii

1 Inleiding _____ 1

1.1 Situering _____ 1

1.2 Probleemstelling _____ 1

1.3 Materiaal en methode _____ 2

1.4 Indeling _____ 3

2 Problematiek _____ 5

2.1 Differentiële zettingen _____ 5

2.1.1 Consolidatie _____ 6

2.1.2 Toelaatbare zettingen _____ 8

2.1.3 Mogelijke oorzaken _____ 9

2.2 Bouwen op kleigronden _____ 12

2.2.1 Aanbrengen van drainerende elementen _____ 12

2.2.2 Versnellen van de consolidatie _____ 13

2.3 Weggraven van de grond langs bestaande funderingen _____ 15

2.3.1 Draagvermogen van een fundering op staal _____ 16

2.4 Bemalingen _____ 19

2.4.1 Zettingen ten gevolge van een bemaling _____ 20

2.4.2 Beperken van de invloed van een bemaling _____ 21

2.5 Aanbrengen nieuwe funderingen _____ 24

2.5.1 Fundering op staal _____ 24

2.5.2 Fundering op palen _____ 25

3 Analyse van de bestaande toestand _____ 27

3.1 Grond-structuurinteractie _____ 27

3.1.1 Verhouding tussen de ogenblikkelijke en de lange termijn zetting _____ 28

3.1.2 Methodes _____ 29

3.1.3 Inschatten differentiële zettingen _____ 31

3.2 Onderzoek van bestaande funderingen _____ 31

3.2.1 Bepalen van de afmetingen van bestaande funderingen 32
3.2.2 Bepalen van de samenstelling van bestaande funderingen 32
4 Beschoeiingen 33
4.1 Talud 33
4.1.1 Helling van het talud 33
4.1.2 Taludstabiliteit 36
4.1.3 Aandachtspunten 38
4.1.4 Conclusie 39
4.2 Horizontale ondersteuning 41
4.2.1 Globale stabiliteit 41
4.2.2 Stempels 45
4.2.3 Ankers 47
4.2.4 Conclusie 50
4.3 Diepwand 51
4.3.1 Uitvoering 52
4.3.2 Sleufstabiliteit 59
4.3.3 Toepassing 60
4.3.4 Aandachtspunten 61
4.3.5 Conclusie 64
4.4 Berlinerwand 65
4.4.1 Uitvoering 65
4.4.2 Stabiliteit 69
4.4.3 Toepassing 72
4.4.4 Aandachtspunten 73
4.4.5 Conclusie 74
4.5 Palenwand 75
4.5.1 Uitvoering 75
4.5.2 Toepassing 78
4.5.3 Aandachtspunten 78
4.5.4 Conclusie 79
4.6 Soil mix wand 81
4.6.1 Uitvoering 81
4.6.2 Stabiliteit 83

4.6.3 Toepassing 85
4.6.4 Aandachtspunten 85
4.6.5 Conclusie 85
4.7 Grondbevriezing 87
4.7.1 Uitvoering 87
4.7.2 Toepassing 89
4.7.3 Aandachtspunten 90
4.7.4 Conclusie 90
4.8 Damwand 91
4.8.1 Uitvoering 91
4.8.2 Toepassing 93
4.8.3 Aandachtspunten 93
4.8.4 Conclusie 94
4.9 Vernagelde wand 95
4.9.1 Uitvoering 95
4.9.2 Toepassing 98
4.9.3 Aandachtspunten 99
4.9.4 Conclusie 100
4.10 Vergelijkende matrix 101
5 Verdieping en versterking van de bestaande fundering 103
5.1 Ondermetselen 104
5.1.1 Dimensionering 104
5.1.2 Uitvoering 104
5.1.3 Ondermetselen van verschillende funderingszolen 105
5.1.4 Conclusie 106
5.2 Onderschoeien 107
5.2.1 Uitvoering 107
5.2.2 Toepassing 108
5.2.3 Aandachtspunten 108
5.3 Jetgrouting 110
5.3.1 Uitvoering 110
5.3.2 Methodiek 112
5.3.3 Toepassing 113

5.3.4 Aandachtspunten 115
5.3.5 Conclusie 116
5.4 Verglazing 117
5.4.1 Uitvoering 117
5.4.2 Bedenkingen 118
5.5 Micropalen 119
5.5.1 Uitvoering 119
5.5.2 Toepassing 123
5.5.3 Aandachtspunten 124
5.5.4 Aansluiting met bestaande funderingen 124
5.6 Polyurethaan injecties 125
5.6.1 Uitvoering 125
5.6.2 Toepassing 125
6 Case studies 127
6.1 Berlinerwand 127
6.2 Verankerde palenwand 130
6.2.1 Producteigenschappen 130
6.2.2 Uitvoeringsmethode 130
6.2.3 Berekening maximaal moment en wapening 131
6.2.4 Bepalen totale axiale ankerkracht 132
6.2.5 Bepalen draagvermogen palenwand 132
6.2.6 Dimensionering van de ankers 133
6.3 Onverankerde onderschoeiing 134
7 Conclusies en aanbevelingen 137
Literatuurlijst 139
Bijlagen 147
Bijlage A – Vergelijkende matrix 147
Bijlage B – Flowchart 151

Lijst van tabellen

Tabel 1: vergelijking draagvermogen fundering met verschillende nevenbelastingen 18
Tabel 2: overzicht van de schadecategorieën [17] 28
Tabel 3: aanbevelingen voor de minimale helling van taluds [19] 34
Tabel 4: grondsoorten in functie van het wrijvingsgetal [5] 35
Tabel 5: mechanische eigenschappen van de grondtypes [19] 35
Tabel 6: toepasbaarheid typen panelen en ontgravingsvolgorde [4] 53
Tabel 7: classificering lekwater [4] 57
Tabel 8: toepasbaarheid soil mix wanden [45] 85
Tabel 9: grondopbouw 127
Tabel 10: gegevens oorspronkelijk grondpakket 135
Tabel 11: gegevens grondpakket aan de uitgraafzijde 135

Lijst van figuren

Figuur 1: consolidatie volgens Terzaghi [2] 6
Figuur 2: de Oedometer proef [2] 7
Figuur 3: drainage-afstand D [2] 7
Figuur 4: ongelijkmatige zetting [2] 8
Figuur 5: afschuiving volgens een onregelmatig glijvlak [2] 10
Figuur 6: groepswerking funderingszolen [5] 10
Figuur 7: uitvoering kalk-cement kolommen [5] 13
Figuur 8: verband tussen de vervorming en de effectieve spanning bij het wegnemen van de belasting na een eendimensionale samendrukking [2] 14
Figuur 9: effect van het aanbrengen van een voorbelasting [5] 14
Figuur 10: veronderstelde bezwijktoestand bij de berekening van het draagvermogen van een strookfundering [2] 16
Figuur 11: traditionele projectorganisatie [11] 19
Figuur 12: vooruitspringende hoeken [5] 22
Figuur 13: retourbemaling [13] 23
Figuur 14: aanbrengen nieuwe fundering op staal langs een bestaande fundering [14] 24
Figuur 15: fundering op staal langs een bestaande kelder [14] 25
Figuur 16: spanningsverdeling onder een algemene funderingsplaat [5] 30
Figuur 17: eerste fase van de experimentele bouwput [20] 37
Figuur 18: tweede fase van de experimentele bouwput [20] 38
Figuur 19: cirkelvormig glijvlak met lamellen volgens Bishop [22] 42
Figuur 20: krachten op een lamel [22] 42
Figuur 21: methode van Kranz [23] 44
Figuur 22: stempels [5] 46
Figuur 23: concept van continue verdeelbalken [5] 47
Figuur 24: uitvoering grondankers [25] 48
Figuur 25: aanbrengen van grondankers vanop een talud [28] 49
Figuur 26: definitief strengenanker [5] 50
Figuur 27: definitie afmetingen [4] 51
Figuur 28: uitvoering diepwand [29] 52
Figuur 29: voorbeeld van grijpers [4] 54
Figuur 30: principe CWS voeg [31] 56
Figuur 31: betonneren met onderbroken betonstort [5] 58
Figuur 32: mechanismen van sleufstabiliteit [4] 59
Figuur 33: gevolg van uitbuiging van een diepwand op achtergelegen paalfundering [4] 61
Figuur 34: onvoldoende staafafstand [4] 62
Figuur 35: afstandshouders diepwanden [4] 62
Figuur 36: vorming van bentonietinsluitsels [5] 63
Figuur 37: uitvoering berlinerwand [36] 65
Figuur 38: overzicht uitvoering type 1 [37] 67
Figuur 39: overzicht uitvoering type 2 [38] 68
Figuur 40: de bouwput [40] 69

Figuur 41: horizontale spanningsverdeling bij een diepte van 6 tot 6,7 m [40] 70
Figuur 42: horizontale spanningsverdeling bij een diepte van 11,04 tot 12,25 m [40] 70
Figuur 43: drukken uitgeoefend door de grond op een vrijstaande wand [2] 71
Figuur 44: passieve weerstand [12] 72
Figuur 45: minimale afstand bestaande fundering en wand [37] 73
Figuur 46: realisatie secanspalen [42] 76
Figuur 47: realisatie tangenspalen [43] 77
Figuur 48: variant tangenspalenwand [5] 78
Figuur 49: uitvoering soil mix wand met panelen [44] 81
Figuur 50: gefaseerde uitvoering panelenwand [45] 82
Figuur 51: uitvoering soil mix wand met kolommen [46] 82
Figuur 52: gefaseerde uitvoering palenwand [47] 83
Figuur 53: krachtswerking soil mix wand [5] 83
Figuur 54: grondinsluitsels [5] 84
Figuur 55: relatie tussen de sterkte en de E-modulus bij veranderende vorm en hoeveelheid van insluitsels [50] 84
Figuur 56: uitvoering grondbevriezing [51] 87
Figuur 57: gesloten koelsysteem [52] 88
Figuur 58: open koelsysteem [52] 89
Figuur 59: verschillende damplanken; U en Z profielen [53] 91
Figuur 60: uitvoering vernagelde wand [54] 95
Figuur 61: boven- en zijaanzicht van een beschoeide put [60] 107
Figuur 62: uitvoering jet-grouting [61] 110
Figuur 63: verschillende injectiemogelijkheden [5] 112
Figuur 64: schaduwwerking [5] 113
Figuur 65: grondverbetering [61] 114
Figuur 66: uitvoering in de grond geheide palen met verloren voerbuis [68] 119
Figuur 67: uitvoering in de grond geschroefde palen met verloren voerbuis [69] 120
Figuur 68: uitvoering injectiepalen [5] 121
Figuur 69: detail van een injectiepaal [5] 122
Figuur 70: uitvoering palen met verloren boorstang [71] 123
Figuur 71: toepassing micropalen [70] 123
Figuur 72: aansluiting met bestaande fundering [10] 124
Figuur 73: aanbrengen paaljuk [10] 124
Figuur 74: bestaande situatie 128
Figuur 75: resultaat D-Sheet Piling model 129
Figuur 76: uitvoering soil mix palenwand 131
Figuur 77: resultaat berekening 131
Figuur 78: onderschoeiing bestaande fundering 134

Abstract

De verstedelijking van het landschap leidt tot de noodzaak om gerichter om te springen met de beschikbare ruimte. Een manier om hiermee om te gaan is dieper en hoger bouwen. Dit leidt tot een aantal zeer specifieke problemen, vooral in de buurt van bestaande structuren. Om met deze problemen rekening te kunnen houden, is het belangrijk om ze te kennen. Deze thesis tracht een antwoord te bieden op de problematiek in de vorm van een theoretische en praktische handleiding over beschoeiingen en onderschoeiingen.

Concreet wordt een literatuurstudie uitgevoerd waarbij de verschillende technieken bestudeerd worden. Hiervoor worden verschillende aspecten gehanteerd zoals de mogelijkheden, de voor- en nadelen en de aandachtspunten. De literatuurstudie bestaat uit het raadplegen van cursussen, bedrijven, wetenschappelijke artikels en experten.

Het resultaat van de literatuurstudie culmineert in een vergelijkende matrix over de verschillende beschikbare technieken. Aan de hand hiervan kan de meest aangewezen techniek afhankelijk van de randvoorwaarden op een doeltreffende manier gevonden worden. Kortom, de vergelijkende matrix is een samenvatting van de courant toegepaste beschoeiingstechnieken opgesteld vanuit een theoretisch, maar vooral praktisch standpunt.

Abstract in English

The urbanization of the landscape leads to the need for a better use of the available space. A way to deal with this is to build higher and deeper. This leads to some very specific problems, especially in the neighborhood of existing structures. In order to deal with these problems, it is important to fully understand them. This master thesis seeks to respond to the issues in the form of a theoretical and practical guide on retaining walls and underpinnings.

Specifically, a literature study is performed researching the various techniques. For this, various aspects are used such as possibilities, advantages and disadvantages and the points of interest. The literature review consists of courses, consulting companies, scientific articles and experts.

The result of the literature review culminates in a comparative matrix about the different available techniques. On this basis, the most appropriate technique depending on the conditions can be found in an effective way. In short, the current matrix is a comparative summary of the applied techniques for retaining walls drawn from a theoretical, but especially practical point of view.

1 Inleiding

In deze inleiding zal allereerst de opzet van dit onderzoek gekaderd worden. Vervolgens wordt een overzicht gegeven van de indeling van deze thesis.

1.1 Situering

De verstedelijking van het landschap leidt tot de noodzaak om gerichter om te springen met de beschikbare ruimte. Een van de gevolgen hiervan is dat men genoodzaakt is om dieper en hoger te bouwen. Parkeerterreinen worden bijvoorbeeld meer en meer geïntegreerd in de structuur in plaats van deze te voorzien langs de structuur. Het dieper bouwen voorziet in een aantal zeer specifieke problemen, vooral in de buurt van bestaande structuren.

Deze masterproef behandelt de problematiek aangaande beschoeiingen en onderschoeiingen en specifiek hun invloed op belendingen.

Verschillende onderaannemers worden aangesteld voor de verschillende werken zoals grondwerken, funderingstechnieken et cetera. Door de onderlinge concurrentie en weinig tot geen interne coördinatie wordt er vaak weinig met elkaar rekening gehouden. Het gevolg hiervan is een lakse omgang met bouwputten wat zijn invloed zal hebben op de omgeving. Bovendien wordt geld dat besteed wordt aan een voorafgaand grondonderzoek gezien als een verspilling. Echter wordt de invloed van eventuele schadegevallen op het gehele kostenplaatje nog al te vaak onderschat.

Verder is de grondmechanica een moeilijk gegeven omdat het geen exacte wetenschap is. Het materiaal grond is niet eenduidig zoals beton of staal. De eigenschappen van grond zijn sterk plaatsafhankelijk. Hierbij komt nog dat op een bepaald terrein de eigenschappen van de grond grote variaties kunnen vertonen. De onzekerheid horende bij het materiaal grond is groot en leidt tot verschillende benaderingstheorieën en veiligheidsfactoren. Kortom, door het bundelen van de beschikbare informatie op een beknopte manier tracht deze masterproef een antwoord te bieden op de bestaande problematiek.

Het bedrijf dat ons zal bijstaan bij deze masterproef is V2S gesitueerd te Genk. Het betreft een studiebureau dat instaat voor het ontwerp van de stabiliteit van structuren, zowel residentieel als industrieel, alsook renovaties en kunstwerken.

1.2 Probleemstelling

Zoals reeds aangehaald in de situering mag het duidelijk wezen dat de grondmechanica een moeilijk gegeven is. De kennis hieromtrent situeert zich doorgaans bij enkele experten. De meeste studiebureaus hebben hier een zekere notie van, maar zullen vaak genoodzaakt zijn om deze experten te raadplegen.

Met deze masterproef is het de bedoeling om in eerste instantie een antwoord te bieden op het gegeven van beschoeiingen en onderschoeiingen en hun invloed op belendingen. Om hieraan te voldoen zal de nodige basiskennis en methodiek aangeboden worden en eveneens diepgaande kennis over specifieke problemen en aandachtspunten.

Het is belangrijk om te beseffen dat deze werken invloed hebben op de omgeving en dus een probleem kunnen vormen voor meerdere partijen. Een treffend voorbeeld hiervan is het huis in Schoten dat door een aangrenzende uitgraving in de bouwput stortte. Het betreft een bouwput langs een bestaande structuur die uitgegraven werd zonder rekening te houden met het aangrenzend gebouw. Het gevolg hiervan is dat de stabiliteit van het bestaande geheel niet meer gewaarborgd was. Hieruit blijkt duidelijk dat verschillende partijen problemen kunnen ondervinden ten gevolge van beschoeiingen en onderschoeiingen in de onmiddellijke omgeving.

1.3 Materiaal en methode

Om te kunnen beantwoorden aan de doelstelling, namelijk een antwoord bieden op de problematiek, is het belangrijk om de mogelijke invloeden te onderzoeken en in kaart te brengen. Het is immers belangrijk om deze te kennen om er rekening mee te kunnen houden.

Een eerste stap bestaat er dus in om een literatuurstudie uit te voeren rond de beschikbare beschoeiingstechnieken. Elke beschoeiingstechniek zal besproken worden aan de hand van volgende aspecten:

- geschiktheid,
- technische beschrijving,
- mogelijkheden,
- voor- en nadelen,
- economische aspecten,
- toepassing.

Het behandelen van deze aspecten leidt tot een globaal beeld van de beschikbare technieken.

De volgende stap bestaat erin om dieper in te gaan op specifieke problemen en aandachtspunten horende bij deze technieken. Hiervoor zullen verschillende bedrijven, wetenschappelijke artikels en experten geraadpleegd worden. Een globaal beeld van de beschikbare technieken gecombineerd met theoretische en praktische inzichten zal hieruit voortvloeien.

Vervolgens kan er een vergelijkende matrix opgesteld worden over de beschikbare technieken waarin kernwoorden worden gebruikt om de eerder vernoemde aspecten te duiden.

Zodra dit deel afgewerkt is, zal er gewerkt worden aan de academische achtergrond van de masterproef door middel van het bestuderen van de referentiepaper van Burland [1]. Deze paper gaat in op het gegeven grond-structuurinteractie en differentiële zettingen en is essentieel voor een goed begrip van de problematiek aangaande beschoeiingen en onderschoeiingen.

1.4 Indeling

In het tweede deel zal de problematiek toegelicht worden. De belangrijkste aspecten hieromtrent bestaan enerzijds uit de differentiële zettingen en anderzijds uit het verlagen van het grondwater. Beide aspecten zullen schade introduceren in de omgeving. Vervolgens wordt het belang van de analyse van de bestaande toestand toegelicht. Immers is het essentieel om deze te kennen om een inschatting te kunnen maken van de invloed van de uit te voeren werken op de omgeving. Zodra de bestaande toestand gekend is, kan men beginnen met de grondwerken en het aanbrengen van beschoeiingen. Deze technieken hebben als hoofddoel de grond te keren, maar met de nodige maatregelen kan een beschoeiing ook een waterkerende functie vervullen. Indien de aanzet van de beschoeiing zich beduidend lager bevindt dan de aanzet van de bestaande fundering, dan is het aangewezen om een funderingsverdieping toe te passen. In het vijfde deel zullen de beschikbare technieken toegelicht worden. Vervolgens worden een aantal rekennota's geanalyseerd en geïnterpreteerd voor praktisch inzicht te verkrijgen in de berekeningen. Tot slot wordt een algemene conclusie geformuleerd waarbij er eventueel aanbevelingen gedaan worden voor verder onderzoek.

2 Problematiek

Om de invloed van beschoeiingen en onderschoeiingen op belendingen toe te kunnen lichten, zal er in dit deel ingegaan worden op de problematiek. De belangrijkste invloed zijn de vervormingen die horen bij de werking van een beschoeiing. Deze vervormingen hebben altijd invloed op de omgeving, meer bepaald in de vorm van bijkomende zettingen. Doorgaans zijn structuren gedimensioneerd voor een zekere zakking. Echter zal door het aanbrengen van een beschoeiing de structuur eenzijdig zetten wat leidt tot differentiële zettingen. Het zal blijken dat deze zettingen problematische gevolgen kunnen hebben en zeer moeilijk in te schatten zijn.

Verder is er nog een ander gebruik dat invloed heeft op belendingen namelijk het weggraven van de grond. Voor het realiseren van een nieuwe structuur langs een bestaande zal de grond langs de bestaande constructie verwijderd moeten worden. Hierbij is het essentieel om een zekere afstand tot de aanzet van de bestaande fundering te bewaren. Indien hier geen rekening mee gehouden wordt, dan zal het draagvermogen van de bestaande fundering afnemen wat nefast is voor de bestaande structuur. In de praktijk wordt hier nog veel te vaak tegen gezondigd met de ondertussen gekende gevolgen.

In het eerste deel zal er ingegaan worden op de differentiële zettingen. Enkele vragen die gesteld worden zijn: wat zijn differentiële zettingen, wanneer en hoe treden ze op. Vervolgens zal er ingegaan worden op kleigronden en de bijhorende problematiek. Daarna zal worden toegelicht wat de invloed is op de bestaande structuur indien de aanliggende grond verwijderd wordt. Vervolgens stellen we ons de vraag wat er gebeurt indien het grondwater verlaagd wordt door middel van een bemaling. Tot slot wordt de situatie van het aanbrengen van een nieuwe fundering in de buurt van een bestaande kort toegelicht.

2.1 Differentiële zettingen

Zettingen zijn verticale vervormingen van de grond veroorzaakt door wijzigingen in de verticale effectieve spanningen. Deze wijzigingen vinden hun oorsprong in de aangrijpende belastingen of in een daling van de grondwaterdruk. Bij niet-cohesieve gronden zoals zand zal de zetting snel gebeuren omdat deze doorgaans goed gedraineerd zijn. Het tijdseffect heeft dus geen invloed. Echter heeft dit effect wel invloed bij slecht gedraineerde gronden zoals klei. Immers gebeurt de zetting niet onmiddellijk, maar wel geleidelijk afhankelijk van de drainage van het grondwater. De uiteindelijke zetting en de evolutie in de tijd ervan zijn twee belangrijke factoren bij slecht gedraineerde gronden. Het proces van een zetting die evolueert in de tijd wordt consolidatie genoemd en zal in een volgend deel besproken worden [2].

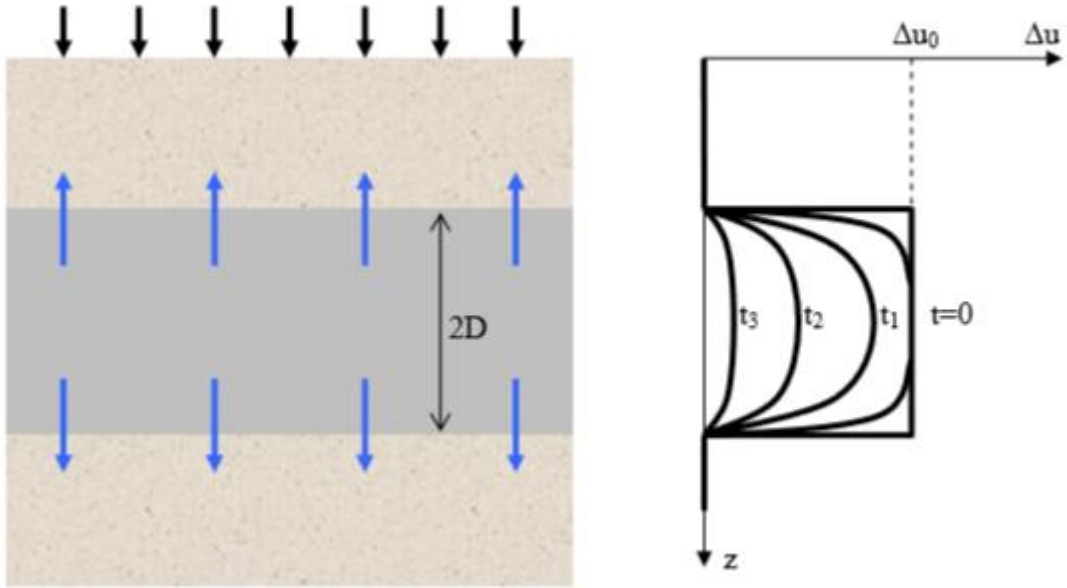
Zettingen komen altijd voor en geven op zich weinig aanleiding tot problemen. Doorgaans is de constructie berekend op een zekere zetting of vervorming die het geheel kan opnemen. Echter leiden ongelijkmatige of differentiële zettingen wel tot problemen. De structuur zal niet meer als één geheel zetten, maar een deel zal bijvoorbeeld een grotere vervorming ondergaan dan een ander deel. Deze ongelijkmatige zetting induceert hoekverdraaiingen en extra spanningen waarvoor het geheel vaak niet gedimensioneerd is.

Het verdient de voorkeur om zettingen toe te laten in plaats van ze te verhinderen. Het toelaten ervan moet echter geschieden op een gecontroleerde wijze zodat de functionaliteit van de constructie behouden blijft. Een veel gebruikte oplossing bestaat om delen van gebouwen onafhankelijk van elkaar te maken door het voorzien van zettingsvoegen. Hierdoor wordt het gebouw opgedeeld in compartimenten die elk afzonderlijk een zekere maat van zetting aankunnen zonder het geheel te beïnvloeden. Dit is vooral belangrijk bij delen die verschillend belast worden en op een verschillend niveau gefundeerd zijn.

2.1.1 Consolidatie

Bij consolidatie zullen slappe grondlagen in de loop van de tijd samengedrukt worden onder invloed van uitwendige belastingen of een afname van de grondwaterdruk. Wanneer de grondwaterstroming verhinderd wordt, kan de grond slechts samendrukken indien het overtollige water weg gedraineerd is. Deze stroming wordt beïnvloed door de doorlatendheid van de grond die bij kleigronden doorgaans zeer klein is. De lage doorlatendheid zorgt ervoor dat de stroming zeer traag is, waardoor de samendrukking zeer geleidelijk plaatsvindt over een tijdsbestek van mogelijk enkele jaren. Bij het bestuderen van de consolidatie is dus vooral de evolutie in de tijd zeer belangrijk [2].

Om consolidatie te kunnen begrijpen werden er verschillende studies uitgevoerd. De belangrijkste is de studie van Terzaghi.

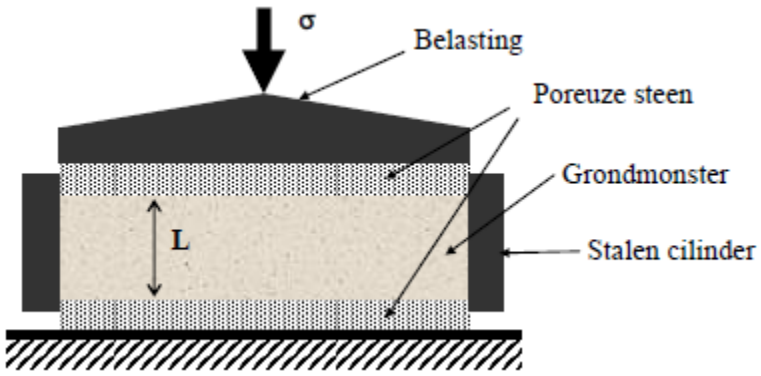


Figuur 1: consolidatie volgens Terzaghi [2]

Bij de studie werd er uitgegaan van de volgende situatie. Een samendrukbare, slecht doorlatende grondlaag bevindt zich tussen twee goed gedraineerde grondlagen. Er wordt een uniforme belasting aangebracht. Het aanbrengen van de belasting leidt tot een toename van de verticale effectieve spanningen in de goed gedraineerde lagen en een toename van de druk van het poriënwater in de slecht gedraineerde laag. Hierdoor ontstaat er een drukverschil in het grondwater van de verschillende lagen. Dit bevordert de grondwaterstroming uit de

middelste laag, waardoor deze geleidelijk zal zetten. De studie heeft als doel de grootte van deze zetting in de tijd te bepalen [2].

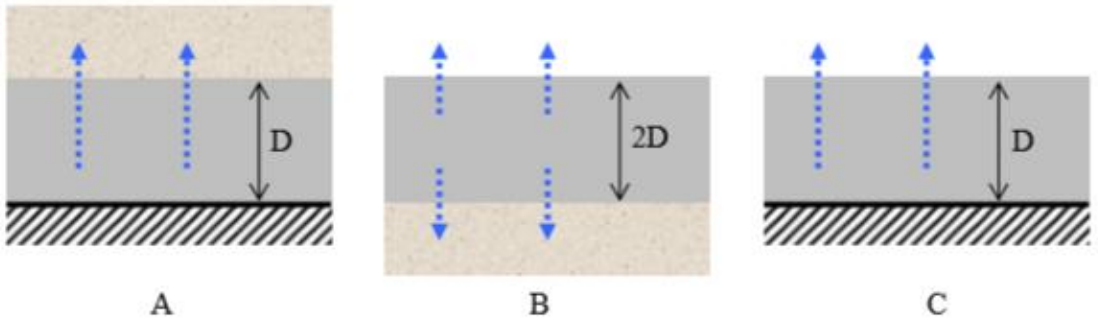
Na een complexe afleiding wordt als resultaat bekomen dat de consolidatiegraad volgens de tijd afhankelijk is van twee parameters: de consolidatiecoëfficiënt C_v en de halve dikte van de grondlaag D [2]. Voor het bepalen van de eerste parameter wordt er gebruik gemaakt van een Oedometer proef. Bij deze proef, die uitgevoerd wordt in een laboratorium, wordt de eendimensionale vervorming van een grondmonster, geplaatst tussen twee poreuze stenen en omringd door een stalen ring, opgemeten bij een toenemende belasting. De poreuze stenen zorgen ervoor dat het water uit het grondmonster kan draineren, zodat de toename in effectieve spanningen gelijk is aan de aangebrachte spanning [2].



Figuur 2: de Oedometer proef [2]

Voor verdere uitleg omtrent de Oedometer proef verwijzen we naar de vakliteratuur [2].

De tweede parameter is de halve dikte van de grondlaag D. Deze afstand wordt ook de drainage-afstand genoemd aangezien deze de maximale afstand weergeeft waarover het grondwater moet stromen om de laag te laten consolideren. Bij de studie werd een laagdikte aangenomen van 2D omdat de laag zowel boven als onder gedraineerd wordt. Onderstaande figuur tracht dit te verduidelijken [2].



Figuur 3: drainage-afstand D [2]

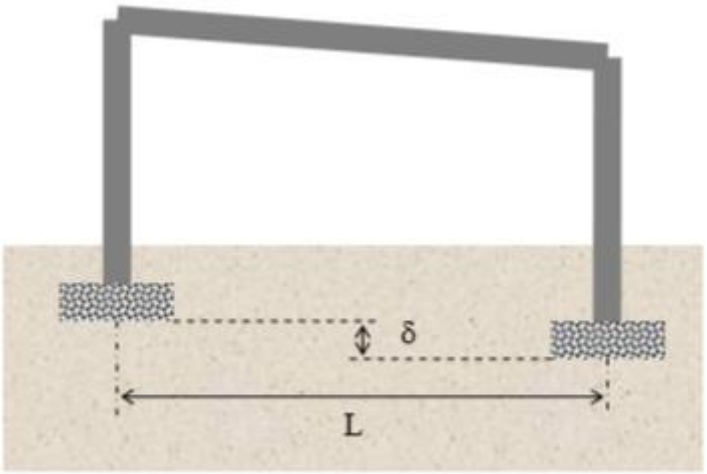
In figuur A kan maar één zijde draineren, dus is D gelijk aan de totale dikte van de laag. In figuur B is het grondoppervlak goed drainerend, dus is D gelijk aan de halve dikte van de laag. In figuur C is het grondoppervlak zeer slecht drainerend, dus is D gelijk aan de totale dikte van de laag.

Hieruit kan men maatregelen afleiden die de consolidatie kunnen versnellen. Immers is het voldoende om de drainage-afstand te verkleinen opdat de consolidatie versneld zal worden. In de praktijk zal men hiervoor vaak verticale drains toepassen. Het grondwater zal in de drains stromen door het drukverschil waardoor de laag versneld zal consolideren.

2.1.2 Toelaatbare zettingen

Bij beschouwingen over de toelaatbare zettingen en vervormingen moet er onderscheid gemaakt worden tussen UGT en GGT. De uiterste grenstoestand of UGT is de toestand waarin de vervormingen zo groot worden dat de veiligheid niet meer gegarandeerd is. GGT is de gebruiksgrenstoestand waarbij er schade kan optreden aan de constructie die invloed heeft op de bruikbaarheid ervan. De vervormingen zijn doorgaans veel kleiner dan deze in UGT en hebben dus weinig invloed op de sterkte van het geheel.

Om schade ten gevolge van vervormingen te voorkomen, worden er grenzen gesteld aan de toelaatbare vervormingen. In Eurocode 7 bijlage H worden aanbevelingen gegeven voor deze grenswaarden. De toelaatbare relatieve rotaties of zettingen zijn sterk afhankelijk van het soort constructie in GGT. Voor skeletbouw en dragend metselwerk zal de toelaatbare waarde variëren tussen 1:200 en 1:300. Voor veel constructies wordt een limiterende waarde gehanteerd in GGT voor het beperken van scheurvorming, namelijk 1:500 van de overspanning. Echter wordt er voor UGT een andere waarde gehanteerd. Er is structurele schade mogelijk indien de differentiële zetting δ groter wordt dan 1:150 van de overspanning L [2, 3, 4].



Figuur 4: ongelijkmatige zetting [2]

De eerder aangehaalde waarden zijn enkel geldig voor neerwaartse buiging. Indien de randen een grotere zetting vertonen dan het tussenliggende deel, ook wel opwaartse buiging genoemd, worden de waarden gehalveerd [3, 4].

2.1.3 Mogelijke oorzaken

Ongelijkmatige of differentiële zettingen kunnen aanleiding geven tot scheurvorming en zelfs tot verlies van stabiliteit. Daarom is het essentieel om ze te erkennen, er rekening mee te houden en de mogelijke oorzaken ervan te kennen. In dit deel zullen de mogelijke oorzaken behandeld worden. Terwijl in een volgend deel zal blijken dat het inschatten van differentiële zettingen zeer complex is.

Tot de mogelijke oorzaken behoren onder andere [5, 6]:

- ongelijkmatige belasting,
- verschillende aanzetdieptes en funderingstypes,
- heterogene ondergrond,
- aanvullingen,
- sterk hellend terreinoppervlak,
- bemalingen,
- interactie tussen nabijgelegen funderingszolen,
- plastische gronden.

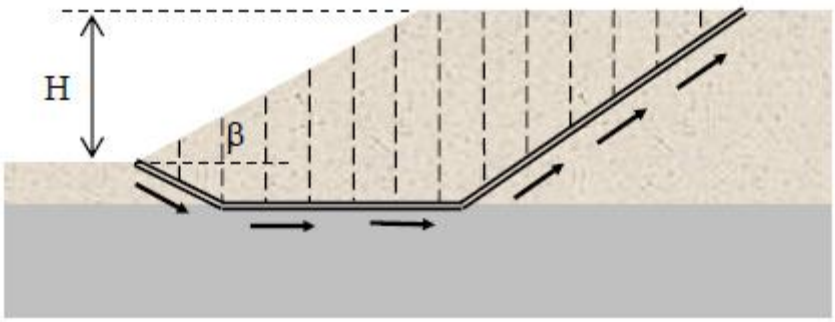
Indien de funderingen van een groot en een klein gebouw op eenzelfde diepte en op een laag van gelijke dikte worden gefundeerd dan zal het zwaarst belaste gebouw een grotere zetting ondergaan dan het andere. Beide gebouwen zijn gekoppeld en dus niet gescheiden door een zettingsvoeg. Dit leidt er toe dat het kleinere gebouw meegetrokken zal worden, waardoor er een breukvlak ontstaat tussen beide structuren.

Bij funderingen uitgevoerd in eenzelfde laag maar aangezet op verschillende diepte zal het minst diep gefundeerde gebouw een grotere zetting ondergaan dan het dieper gefundeerde. Hetzelfde geldt voor verschillende funderingstypes. Indien gebouw a gefundeerd wordt op palen en gebouw b op staal, dan zal gebouw b een veel grotere zetting vertonen dan gebouw a.

Bij heterogene grond kan de zetting op een bepaalde plek groter zijn dan op andere plekken omdat daar bijvoorbeeld zich een kleilens of een oude fundering bevindt. Dit leidt tot een ongelijkmatige zetting van het gebouw.

Een aanvulling bestaat doorgaans uit geroerde grond. In regel geldt dat bouwen op geroerde grond af te raden is. Indien de fundering voldoende stijf is en de aanvulling samendrukbaar is, dan bestaat de mogelijkheid dat het geheel zal kantelen of afschuiven. Hetzelfde effect kan optreden bij sterk hellende oppervlakten. Het gehele grondpakket kan afschuiven volgens specifieke glijvlakken door de verhoogde belastingen en de gewijzigde grondwaterstroming. Een veel toegepast glijvlak is het cirkelvormig glijvlak cfr. Bishop. Dit model zal verder besproken worden.

Echter is, in het geval van heterogene grond, het ook mogelijk dat de afschuiving plaatsvindt langs glijvlakken die geen cirkelvorm hebben. Bij aanwezigheid van slappe lagen zal de afschuiving meer waarschijnlijk zijn. Om hier een antwoord op te bieden kan het verbeterde Bishop model van Janbu toegepast worden. Voor verdere uitleg over deze modellen verwijzen wij u graag door naar deel 4.2.1 [2].

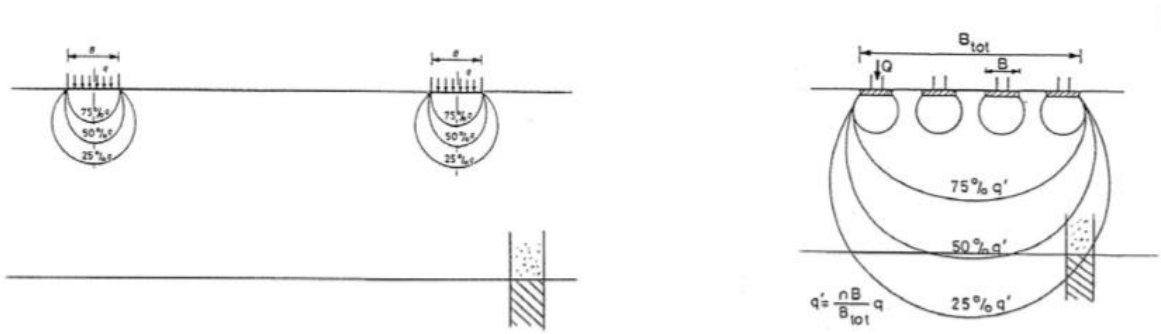


Figuur 5: afschuiving volgens een onregelmatig glijvlak [2]

Bemalingen verwijderen plaatselijk het grondwater. Indien een gebouw gefundeerd is op een samendrukbare laag met grondwater, dan kan dit verreikende gevolgen hebben. Door het verwijderen van het grondwater verlagen de waterspanningen. Dit heeft als gevolg dat de korrelspanningen vergroten waardoor zettingen geïnduceerd worden.

2.1.3.1 Interactie tussen nabijgelegen funderingszolen

Normaliter is de afstand tussen funderingszolen voldoende groot zodat hun invloed zich beperkt tot de onderliggende laag. Echter indien een aantal zolen zich dichtbij elkaar bevinden, dan zullen de invloedszones van de zolen elkaar raken en samenwerken als een groep. Hierbij worden de invloedszones gesommeerd wat leidt tot een veel grotere invloedszone dankzij de groepswerking. Door het vergroten van de invloedszone zal ook de spanning op de onderliggende lagen vergroten en bestaat de mogelijkheid dat diepere lagen die eerst niet belast werden nu wel belast zullen worden.



Figuur 6: groepswerking funderingszolen [5]

Indien een nieuw gebouw vlakbij een bestaand gebouw wordt gerealiseerd dan zullen de invloedszones elkaar beïnvloeden. In het snijpunt van de invloedszones dat zich meestal tussen de 2 gebouwen bevindt, zal de spanning op de grond zeer fel toenemen wat leidt tot het zetten van het bestaande gebouw.

2.1.3.2 Plastische gronden

Er zijn regelmatig schadegevallen bij ondiepe funderingen in klei. Indien het vochtgehalte van de grond wijzigt, dan zal de klei krimpen of zwellen door respectievelijk uitdroging en bevochtiging. Het wijzigen van het vochtgehalte leidt namelijk tot een wijziging van het volume van de grond. Deze volumevermindering induceert bijkomende zettingen. Het is belangrijk om vooral aandachtig te zijn bij de volgende gevallen:

- ondiepe funderingen,
- funderingsaanzet op verschillende niveaus,
- aanwezigheid van bomen,
- vellen van bomen voor het bouwrijp maken van het terrein.

Het belangrijkste geval is wanneer er zich bomen bevinden in een kleigrond. De wortels van de bomen zuigen het water uit de klei wat leidt tot een wijzigend vochtgehalte. Hierdoor zal de klei uitdrogen en verminderen in volume, waardoor de grond zal krimpen. Het tegenovergestelde kan ook gebeuren. Indien men het terrein bouwrijp wil maken, zullen de bomen gerooid worden. De wortels zullen geen water meer opnemen waardoor het vochtgehalte zal wijzigen. Hierdoor zal de klei bevochtigd worden, waardoor de grond kan zwellen.

2.1.3.3 Mogelijke maatregelen

Om schade te voorkomen bij plastische gronden kunnen de volgende maatregelen in acht genomen worden [5]:

- uitvoeren van een voorafgaand grondonderzoek;
- bevragen of er recent bomen zijn gerooid voor het eventueel zwellen van de grond;
- aanzetten van de fundering op één niveau en bij voorkeur op een voldoende diepte, namelijk 1 – 1,5m;
- aanhouden van een voldoende afstand tot de bomen, die zeker groter is dan 1,5 maal de hoogte van de bomen;
- compenseren van het onttrokken water is niet effectief.

Verder dienen er bij lichte gebouwen een aangepast funderingssysteem en zettingsvoegen voorzien te worden.

Bij middelzware en zware gebouwen wordt er getracht de differentiële zettingen in rekening te brengen via grond-structuurinteractie. Dit is een zeer complex gegeven en zal in een ander deel besproken worden. Vervormingen treden op bij iedere spanningswijziging en zijn nooit gelijk aan nul. Echter zijn wel zeer kleine zettingen of zettingsverschillen mogelijk. De te verwachten zettingen zijn in functie van de samendrukkingseigenschappen van de grond en de stijfheid van het bouwwerk. Hierbij wordt er gebruik gemaakt van een theoretische benadering via oneindig slappe en oneindig stijve bouwwerken.

2.2 Bouwen op kleigronden

Het vorige deel specificeerde de fenomenen krimp en zwel die vooral nadelig zijn bij kleigronden. In dit deel zal er verder worden ingegaan op de problematiek rond deze gronden. Voornamelijk het fenomeen van ondiepe funderingen zal behandeld worden. Klassiek is het niet wenselijk om ondiepe funderingen uit te voeren in kleigronden vanwege de beperkte draagkracht, de grote samendrukbaarheid en het consolideren ervan.

Bij de dimensionering van een fundering zal vooral het vormveranderingsdraagvermogen maatgevend zijn. Dit drukt de belasting uit waarbij de te verwachten zettingen onaanvaardbaar zijn voor de constructie. Zoals reeds werd aangehaald zullen niet de zettingen maar wel de differentiële zettingen voor problemen zorgen.

Doorgaans zullen paalfunderingen gebruikt worden indien de bovenlagen bestaan uit slappe klei. Echter is dit niet vanzelfsprekend voor lichte en middelzware constructies. Deze zullen veelal gefundeerd worden op ondiepe funderingen. Een belangrijk aspect hierbij is de belastingsverdeling. Er moet voor gezorgd worden dat de belasting zo gelijkmatig mogelijk verdeeld wordt opdat de te verwachten differentiële zettingen tot een minimum herleid worden. In dit deel zullen de mogelijkheden voor het beperken van deze zettingen toegelicht worden.

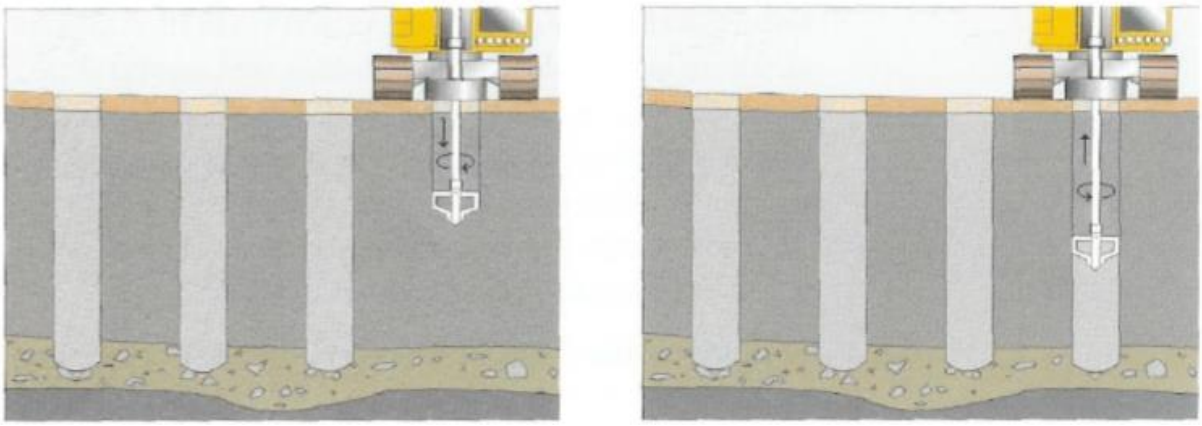
2.2.1 Aanbrengen van drainerende elementen

Door het aanbrengen van drainerende elementen kunnen de te verwachten zettingen van de funderingen in een belangrijke mate beperkt worden. Zettingen in kleilagen gebeuren zeer traag. Het aanbrengen van een drainerend element zal de zetting versnellen. Hiertoe worden grindkernen, kunststofwieken of zandpalen gebruikt. Grindkernen en zandpalen werken analoog, alleen het vulmiddel verschilt. Kunststofwieken bestaan uit een strip met een filterelement langs de buitenkant en een centrale kern met een grote doorlatendheid. Deze worden ingebracht met behulp van een holle buis. Indien er zich onder de kleilaag een zandlaag bevindt, dan zal de grindkern aangezet worden in de zandlaag. Door het verschil in druk zal het water uit de kleilaag stromen via de grindkernen om zo de zetting van de laag te versnellen [5].

Voor de uitvoering van de grindkernen wordt er gebruik gemaakt van een holle trilnaald. Deze wordt door voortdurend trillen tot op de gewenste diepte gebracht. Door het trillen zal de bodem opzij gedrukt worden waardoor een cilindrische ruimte ontstaat die opengehouden wordt door een persluchtinjectie. Zodra de gewenste diepte bereikt is, wordt de trilnaald over een zekere afstand van ca. 50 cm opgehaald en wordt er in de ruimte via een voerbuis grind onder luchtdruk geïnjecteerd. Het grind wordt door het trillen in de wand gedrukt. Door het stapsgewijs ophalen van de naald wordt een sterk verdichte grindkern of kolom gevormd [7].

Bij het aanbrengen van grindkernen moet er aandacht geschonken worden aan het eventueel voorkomen van veen of sterk veenhoudende lagen in de ondergrond. Het verdient de aanbeveling dat de grindkernen over de volledige hoogte van deze laag uitgevoerd wordt in beton in plaats van grind. Op deze manier zal het draagvermogen van de grond niet aangetast worden [8].

Een tweede optie is het aanbrengen van kalk-cement kolommen om het draagvermogen van de grond te vergroten. Deze techniek kan ook toegepast worden als drainerend element. Indien de kolom gevormd wordt door de grond te mengen met kalk, dan zal de doorlatendheid van deze kolom tot een factor 1000 verschillen van de doorlatendheid van de omringende grond. Het grote voordeel van deze kolommen is het drainerend vermogen en de toenemende sterkte in de tijd [5, 9].



Figuur 7: uitvoering kalk-cement kolommen [5]

2.2.2 Versnellen van de consolidatie

De totale spanning in de grond wordt gegeven door de volgende vergelijking:

$$\sigma_t = \sigma_k + \sigma_w + \sigma_l \tag{2.1}$$

Het is de bedoeling om de korrelspanningen σ_k te verhogen opdat er een samendrukking of zetting geactiveerd zal worden. Hiervoor zijn er verschillende opties:

- aanbrengen bovenbelasting waardoor σ_t stijgt;
- verminderen waterspanning waardoor σ_w daalt;
- verminderen atmosferische spanning waardoor σ_l daalt.

Voor het versnellen van de consolidatie zullen vooral de eerste 2 opties toegepast worden. Het voorbelasten van de grond bestaat uit het belasten van de grond en deze te laten consolideren zodat nadien alleen beperkte zettingen optreden ten gevolge van herbelasting.

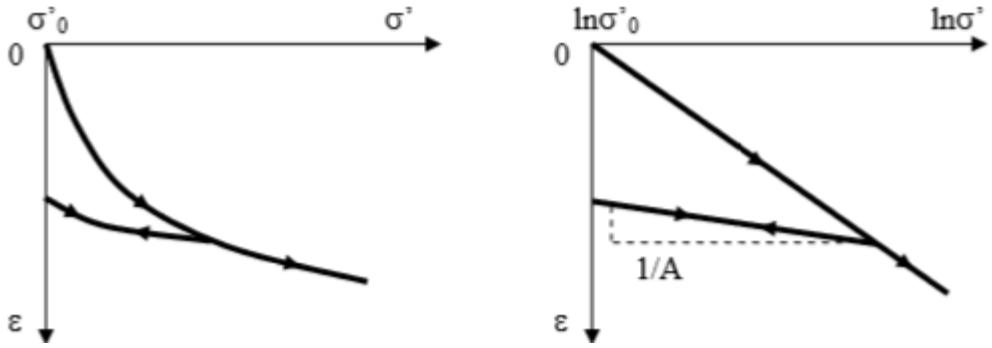
De zetting of samendrukking wordt gegeven door vergelijking 2.2:

$$s = \sum \frac{H}{C\ of\ A} * \ln \frac{p_i + \Delta p}{p_i} \tag{2.2}$$

Hierin is:

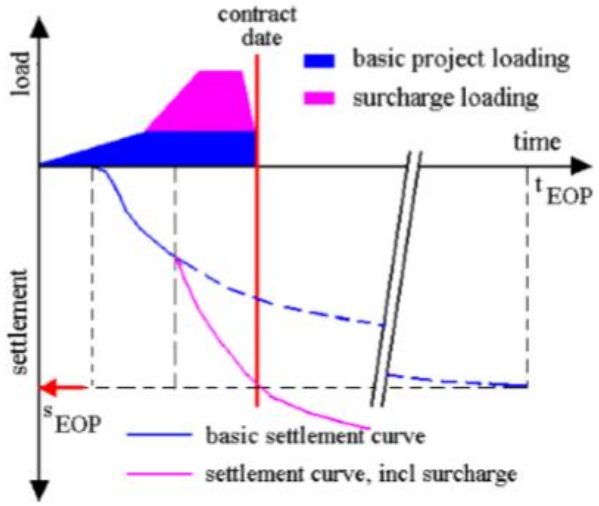
- H de dikte van de laag,
- p_i de oorspronkelijke spanning in het midden van de laag,
- Δp de spanningstoename in het midden van iedere laag,
- C de samendrukkingsconstante bepaald uit sonderingen,
- A de ontlastingsmodulus.

Bij het verwijderen van de voorbelasting zal de grond niet terugkeren naar zijn oorspronkelijke toestand. De grond gedraagt zich dus niet elastisch maar wel plastisch.



Figuur 8: verband tussen de vervorming en de effectieve spanning bij het wegnemen van de belasting na een eendimensionale samendrukking [2]

Door een voorbelasting aan te brengen zullen de zettingen beperkt worden. Immers stemmen de zettingen overeen met deze van een herbelasting. Dit wordt verduidelijkt door de volgende figuur.



Figuur 9: effect van het aanbrengen van een voorbelasting [5]

De blauwe curve geeft de klassieke zetting weer die hoort bij een maagdelijke belasting. Echter indien een voorbelasting wordt aangebracht, dan zal de zetting versnellen waardoor een nieuwe curve gevormd wordt, namelijk deze van een herbelasting. Daarom is het essentieel dat bij het aanbrengen van een voorbelasting de belasting voldoende lang aangehouden wordt zodat de zettingen volledig kunnen plaatsvinden.

Indien de slappe lagen een aanzienlijke dikte hebben, is het aangewezen om gebruik te maken van de tweede optie. Hierbij wordt versnelde consolidatie toegepast door het aanbrengen van verticale drains. Via deze drains kan het poriënwater veel sneller afstromen omdat de afstand waarover het poriënwater moet afstromen veel kleiner is en omdat de afstroming in het horizontale vlak veel sneller verloopt dan deze in het verticale vlak. De gelaagdheid van de grond zorgt ervoor dat de horizontale doorlatendheid groter is dan de verticale [8].

2.3 Weggraven van de grond langs bestaande funderingen

Bij grondwerken langs bestaande funderingen is het essentieel dat het draagvermogen van de bestaande fundering niet beduidend verminderd wordt. Een vermindering van het draagvermogen zal leiden tot bijkomende zettingen die veelal ontoelaatbaar zijn. Het gevaar schuilt in de differentiële zettingen die zullen optreden bij het eenzijdig uitgraven van de bestaande fundering. Immers zal men bij het realiseren van een nieuwe structuur langs een bestaande maar één zijde moeten uitgraven voor de bouwput. Indien dit gecombineerd wordt met het veel te diep uitgraven dan zullen de gevolgen voor de bestaande structuur nefast zijn. Daarom is het belangrijk om bewust te zijn van de mogelijke gevolgen.

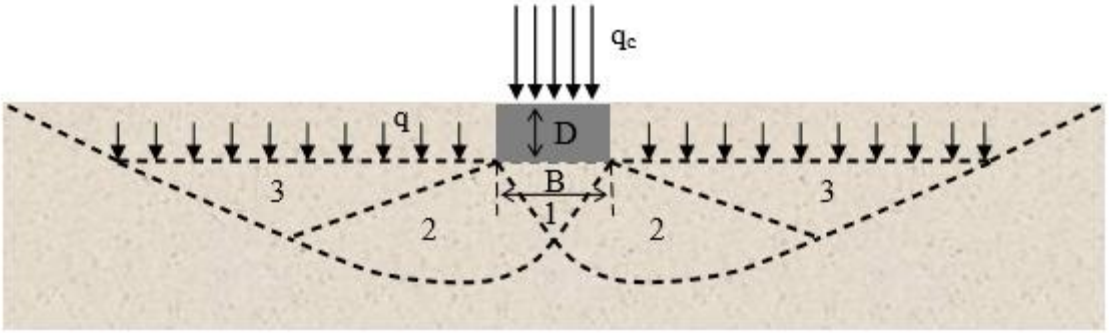
De te treffen maatregelen zijn afhankelijk van het type fundering en de aanzetdiepte ervan. Er wordt een onderscheid gemaakt tussen ondiepe en diepe funderingen. Ondiepe funderingen worden veelal gefundeerd op staal.

2.3.1 Draagvermogen van een fundering op staal

Een ondiepe fundering verleent haar draagvermogen aan drie elementen:

- de nevenbelasting,
- de wrijving van de grondkorrels,
- de cohesie van de grond onder het aanzetpeil van de fundering.

Indien de belasting groter wordt dan het draagvermogen van de grond zal er breuk optreden volgens de onderstaande figuur.



Figuur 10: veronderstelde bezwijktoestand bij de berekening van het draagvermogen van een strookfundering [2]

Er zijn drie zones waar de schuifsterkte van de grond overschreden wordt [2]:

- zone 1 bevindt zich in de actieve grenstoestand, waarbij de verticale effectieve spanningen gelijk zijn aan de belasting en de horizontale effectieve spanningen gelijk zijn aan de actieve grensspanning;
- zone 3 bevindt zich in de passieve grenstoestand, waarbij de verticale effectieve spanningen gelijk zijn aan de geostatische spanningen ter hoogte van de fundering en de horizontale effectieve spanningen gelijk zijn aan de passieve grensspanning;
- zone 2 is een overgangszone.

Breuk ontstaat wanneer de grond verschuift langs de afgebeelde breuklijnen. Door het overschrijden van het draagvermogen in de verschillende zones zal de bovenliggende structuur scheefzakken, waarbij de grond rondom het geheel naar boven wordt weggedrukt.

Het draagvermogen van de grond is rechtstreeks gerelateerd aan de breedte B, de diepte D, het eigengewicht γ van de grond en de schuifsterkte van de grond, die gegeven wordt door de cohesie c en de hoek van inwendige wrijving φ. De grond op diepte D oefent een druk q uit op de onderliggende lagen. Deze druk is de nevenbelasting q die een stabiliserende invloed heeft rondom de fundering [2].

Het draagvermogen van de fundering wordt gegeven door de volgende vergelijking:

$$d_g = q * N_q + c * N_c + 0{,}5 * \gamma * B * N_\gamma \qquad (2.3)$$

Hierbij is q de nevenbelasting en B de breedte van de funderingszool. N_q, N_c en N_γ zijn draagvermogencoëfficiënten die bepaald worden aan de hand van Eurocode 7. Het mag duidelijk zijn dat de nevenbelasting belangrijk is en niet onderschat mag worden. Indien q vermindert, dan zal het draagvermogen van de fundering ook verlagen. Om dit te illustreren volgt onderstaand een rekenvoorbeeld.

Voor het voorbeeld wordt er uitgegaan van een eenvoudige strookfundering met de volgende gegevens [5, 10]:

- b = 0,60m
- d = 1,00m
- γ_d = 16kN/m³
- γ_n = 20kN/m³
- φ = 30°
- c = 0
- grondwater op 1m onder het maaiveld

Uit de gegevens blijkt dat de fundering aangezet wordt op 1m diepte in een zandlaag. Met deze gegevens kan het draagvermogen van de fundering berekend worden:

$$d_g = q * N_q + c * N_c + 0{,}5 * \gamma * B * N_\gamma \quad (2.4)$$

Aangezien het gaat om een zandgrond zal er geen cohesie in rekening gebracht kunnen worden.

$$d_g = q * N_q + 0{,}5 * \gamma * B * N_\gamma \quad (2.5)$$

Volgens Eurocode 7 gelden voor de draagvermogencoëfficiënten de volgende waarden:

- N_q = 18,40
- N_γ = 20

De nevenbelasting q wordt gekenmerkt door $q = \gamma_d * d = 16 * 1 = 16kN/m^2$.

Deze waarden kunnen ingevuld worden in de vergelijking voor het draagvermogen:

$$d_g = q * N_q + 0{,}5 * \gamma * B * N_\gamma = 16 * 18{,}40 + 0{,}5 * (20 - 10) * 0{,}60 * 20 = 354{,}4kN/m^2$$

Om het draagvermogen per strekkende meter te vinden, wordt het gevonden draagvermogen vermenigvuldigd met de breedte van de fundering.

$$d_g = 354{,}4 * 0{,}6 = 212{,}64kN/m$$

Na het hanteren van een veiligheidscoëfficiënt wordt het draagvermogen van de fundering bekomen.

$$d_g = \frac{212{,}64}{2} = 106{,}32kN/m$$

Indien de nevenbelasting q afneemt, zal het draagvermogen van de fundering ook dalen. Onderstaande tabel vat dit samen.

Tabel 1: vergelijking draagvermogen fundering met verschillende nevenbelastingen

	d = 1,00m	d = 0,50m	d = 0m
q [kN/m²]	16,00	8,00	0
d_g [kN/m]	106,32	62,16	28,80
veiligheidscoëfficiënt	2,00	1,17	0,54

In de realiteit zal de cohesie niet nul zijn, waardoor de reële toestand meestal gunstiger is. Echter kan cohesie plots verdwijnen. Verder wordt in dit voorbeeld alleen het negatieve effect van het dalen van de nevenbelasting aangehaald. In de praktijk zijn er nog andere negatieve invloeden zoals horizontale belastingen op de fundering.

Uit dit voorbeeld blijkt dat grondwerken uitvoeren langs een bestaande fundering nooit ondoordacht mag gebeuren. Het draagvermogen van de fundering is in een belangrijke mate afhankelijk van de nevenbelasting. De gevolgen bij onzorgvuldige uitvoering zullen nefast zijn voor de bestaande structuur.

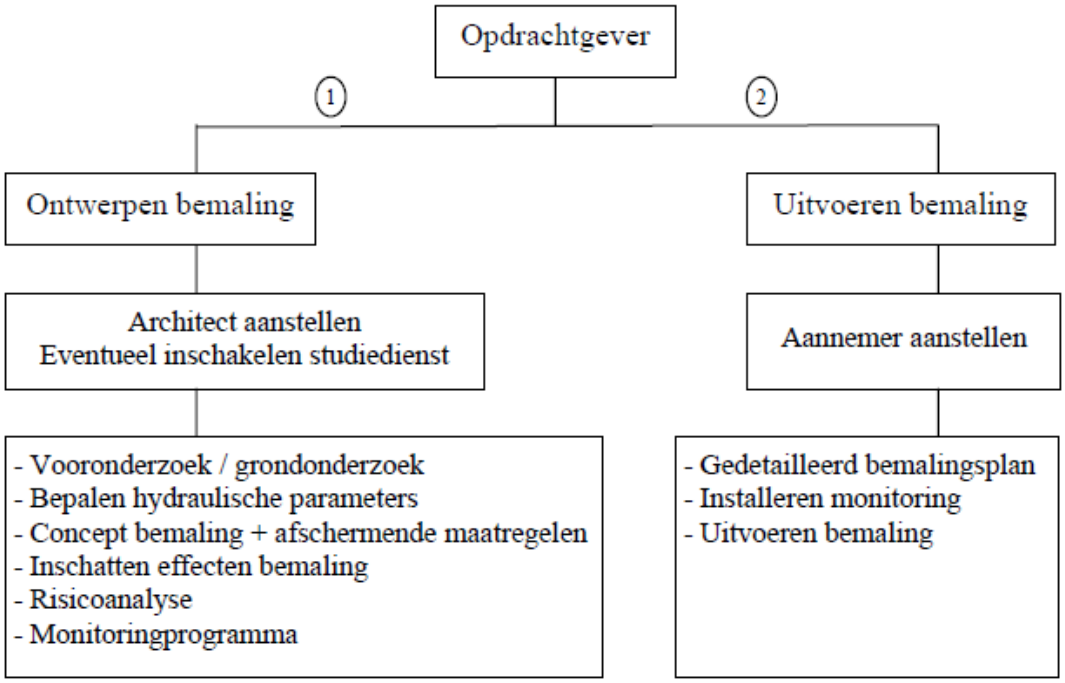
2.4 Bemalingen

Grondwaterverlagingen of bemalingen worden gebruikt voor het wijzigen van de grondwatertafel opdat er in een droog milieu kan gewerkt worden. Het in den droge werken is doorgaans de meest economische oplossing. Echter schuilt hierin ook het gevaar van bemalingen. Ze worden algemeen toegepast zonder er veel aandacht aan te besteden.

Verder is er nog veel onduidelijkheid over welke partij instaat voor de dimensionering en het beheren van de bemaling. De "Werkgroep Bemalingen" heeft in september 2009 een richtlijn bemalingen [11] opgesteld. Het doel van deze richtlijn is om een kader rond het gegeven van grondwaterverlagingen te scheppen. Enerzijds wil de opdrachtgever een zo goedkoop mogelijke oplossing, wat risico's inhoudt voor zowel de ontwerper als de aannemer. Anderzijds zal deze opdrachtgever bij discussies meestal buiten schot blijven. Deze richtlijn tracht in dit gegeven duidelijkheid te scheppen door de verantwoordelijkheid van elke partij strak te omlijnen. Concreet specifieert de richtlijn het volgende [11]:

- de architect is de ontwerper van de bemaling bij private werken;
- de studiedienst is de ontwerper van de bemaling bij overheidsopdrachten;
- beide voornoemde kunnen de opdracht doorgeven aan een specialist ter zake via een formeel verzoek.

De onderstaande figuur geeft een beeld van de traditionele projectorganisatie die uit deze richtlijn volgt.



Figuur 11: traditionele projectorganisatie [11]

Een uitzondering op het voornoemde is de Design & Build aanneming. In dit geval is de aannemer de ontwerper van de bemaling.

Hierbij aansluitend wordt er een referentiekader gecreëerd waarop ontwerpers en experten kunnen terugvallen in geval van discussies. Dit referentiekader wordt voorzien door het begeleiden van de opdrachtgever en de ontwerper vanaf het vooronderzoek en het grondonderzoek tot bij de technische bestektekst. Het verdient de aanbeveling om deze richtlijn te hanteren bij de dimensionering van bemalingen.

De mogelijke problemen die kunnen optreden bij een slechte uitvoering van de bemaling worden nog al te vaak onderschat. De invloedstraal reikt veel verder dan de bouwput waar de grondwaterverlaging wordt uitgevoerd. Verder is het effect op de omgeving afhankelijk van de toegepaste techniek.

Bij de beoordeling van de mogelijke invloed van een bemaling op de omgeving moet er rekening gehouden worden met twee fenomenen. Ten eerste zal elke grondwaterverlaging aanleiding geven tot een toename van de korrelspanningen in de grond. Het gevolg hiervan is het ontstaan van zettingen. De grootte van deze zettingen is afhankelijk van de bemalingsdiepte en de samendrukbaarheid van de grondlagen. Ten tweede treedt krimp op bij het uitdrogen van cohesieve gronden. Krimp leidt tot een volumevermindering waardoor eveneens zettingen kunnen ontstaan. Echter zijn deze zettingen klein ten opzichte van de zettingen ten gevolge van een grondwaterverlaging [12].

2.4.1 Zettingen ten gevolge van een bemaling

Zettingen geven doorgaans geen aanleiding tot problemen indien ze gelijkmatig optreden. Het is essentieel om de structuren welke zich bevinden in de invloedszone van de bemaling te controleren op eventuele bijkomende zettingen. Om deze te controleren zullen de mogelijke oorzaken van differentiële zettingen toegelicht worden.

Indien de bronnen zich rond de te bemalen bouwput bevinden, wat doorgaans het geval is, dan zal het grondwater buiten de bouwput neerslaan volgens een trechtervorm. Naarmate de afstand tot de bouwput toeneemt, zal de bemalingsdiepte afnemen. Dit leidt ertoe dat de toename van de korrelspanningen afhankelijk is van de afstand tot de bouwput en niet constant is. Hieruit volgt dat de zettingen ook niet gelijkmatig zullen verlopen over de invloedszone van de bemaling. Echter is dit verschil voor eenzelfde gebouw doorgaans zeer klein waardoor dit weinig problemen zal opleveren [12].

Bij heterogene gronden kunnen grote zettingsverschillen optreden. Elk grondtype heeft een bepaalde samendrukkingsconstante C die afgeleid wordt uit sonderingen. In heterogene gronden bevinden zich verschillende grondtypes met bijhorend een verschillende samendrukkingsconstante. Grondlagen met lage waarden voor C zijn absoluut te vermijden. Door de bemaling zal al het water uit deze lagen verwijderd worden, waardoor deze een grote zakking zullen ondergaan. Daarom is een bemaling af te raden indien grondlagen met een lage samendrukkingsconstante zoals veen zich situeren in de invloedszone van de bemaling. In deze

gevallen dienen speciale maatregelen getroffen te worden. Deze worden in een volgend deel toegelicht.

2.4.2 Beperken van de invloed van een bemaling

Indien de bemaling aanleiding zal geven tot ontoelaatbare differentiële zettingen dan dienen maatregelen genomen te worden om de invloed van de bemaling te beperken. Deze bestaan uit enerzijds het hydraulisch isoleren van de bouwput en anderzijds het beperken van de invloedszone door gebruik van een retourbemaling.

2.4.2.1 Hydraulisch isoleren van de bouwput

Voor het hydraulisch isoleren van de bouwput wordt gebruik gemaakt van een waterkerend scherm over de volledige omtrek van de bouwput. Hierdoor daalt de invloed van de bemaling op de omgeving. Een waterkerend scherm is de meest aangewezen oplossing in een bebouwde omgeving. Hiervoor kunnen verschillende technieken toegepast worden zoals een damwand, een diepwand, een cement-bentoniet wand, een grondbevriezing of een injectie. Deze technieken worden toegelicht in deel 4.

Naargelang de uitvoering bestaan er verschillende mogelijkheden voor het realiseren van een waterkerend scherm [12]:

- schermwanden aangezet in een weinig doorlatende laag,
- schermwanden aangezet in een zeer doorlatende laag,
- grondkerende schermwanden,
- niet-grondkerende schermwanden.

Indien een weinig doorlatende laag zich op geringe diepte bevindt, dan is het aangewezen om het waterkerend scherm in deze laag aan te zetten. Voor het beperken van de onderloopsheid onder de wand zal het scherm ten minste 1 m in de weinig doorlatende laag moeten aangezet worden. Men moet ermee rekening houden dat het waterkerend scherm nooit volledig waterdicht is. Het aldus veroorzaakte lekdebiet kan opgevangen worden met een beperkte bemaling. Verder moet de weinig doorlatende laag een voldoende dikte hebben. Immers zal de bouwput openbarsten of opgelicht worden indien er niet voldoende druk geleverd wordt tegen de heersende waterdruk onderaan [12].

Bij de dimensionering van een schermwand die aangezet wordt in een zeer doorlatende laag is het belangrijk om zowel de stabiliteit als de waterkerende functie te garanderen. Hiervoor dient de wand voldoende diep in de laag aangezet te worden. In homogene gronden kan de oplossing bestaan uit het aanbrengen van een injectie onder de schermwand. Echter komen homogene gronden zeer weinig voor. Daarom is het aangewezen om de bemalingselementen nooit dieper te plaatsen dan de aanzet van de schermwand. Immers zal het verschil tussen de verticale en de horizontale doorlatendheid van de grond een dubbel voordeel opleveren [12].

Voor het realiseren van een grondkerende schermwand worden doorgaans damwanden of diepwanden gebruikt. In de buurt van bestaande structuren is het aangewezen om jet-grouting toe te passen voor het ondermijnen van de bestaande fundering. Immers is een klassieke onderschoeiing niet mogelijk in het grondwater [12].

Verder moet er voldoende aandacht geschonken worden aan de waterdichtheid van schermwanden. Immers wordt deze beïnvloed door verplaatsingen die eigen zijn aan de grondkerende functie. Vooral vooruitspringende hoeken vormen een probleem [5].

Figuur 12: vooruitspringende hoeken [5]

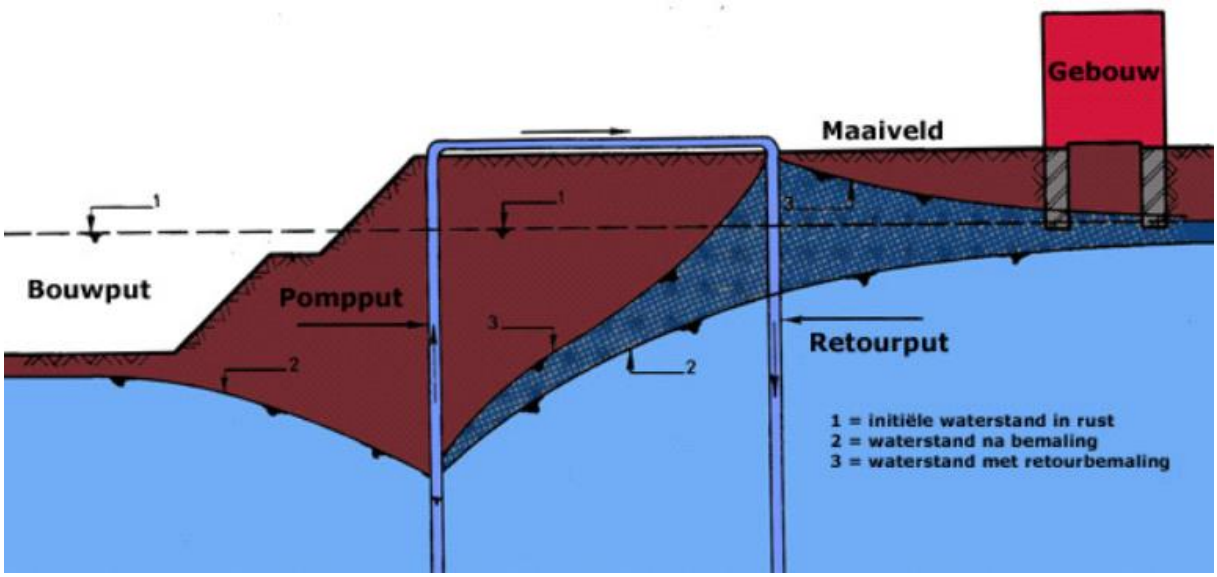
Door de grondkerende functie van de wand zullen de spanningen zich concentreren in de hoek. Indien de paal hier niet voor gedimensioneerd is, dan zal deze falen. Hierdoor ontstaan lekken die doorgaans zeer moeilijk te remediëren zijn.

Indien er voldoende ruimte ter beschikking is, dan is het aangewezen om een niet-grondkerende schermwand toe te passen. Deze is doorgaans goedkoper dan een grondkerende schermwand. Zodra het scherm is aangebracht, kan de bouwput onder een talud uitgegraven worden. De meest aangewezen oplossing hiervoor is een cement-bentoniet wand. Dit is een in de grond gevormde afdichtingswand die rondom de bouwput aangebracht wordt.

2.4.2.2 Retourbemaling

Om ontoelaatbare zettingen te voorkomen, kan een retourbemaling toegepast worden. Hierbij wordt het opgepompte water gedeeltelijk of volledig terug in de grond gebracht via retourleidingen of putten. Ze wordt toegepast om de waterhuishouding van de natuur niet te verstoren en wanneer er bemaald wordt in grondlagen die sterk samendrukbaar zijn.

Een retourbemaling is in principe alleen mogelijk wanneer zettingsgevoelige constructies zich op een zekere afstand van de bouwput bevinden. Immers is er een minimumafstand nodig tussen de bemalingsput en de retourputten. Deze afstand bedraagt doorgaans ca. 100 m [5, 12].



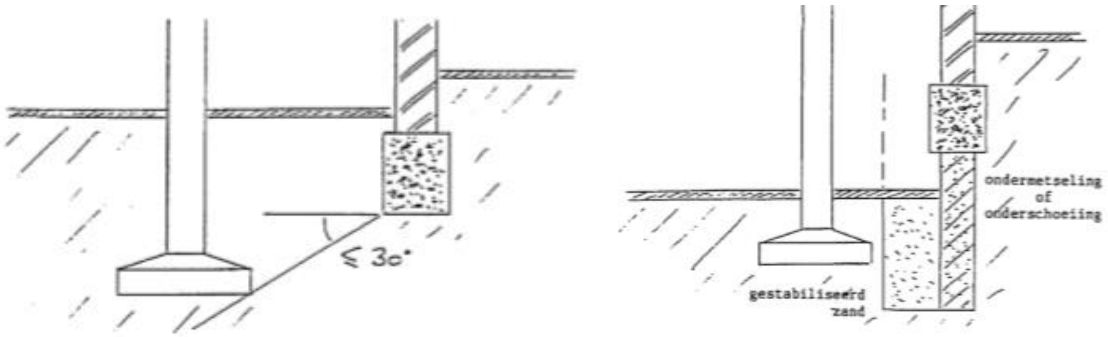
Figuur 13: retourbemaling [13]

Vanuit het oogpunt van de praktische uitvoering is het vooral belangrijk dat het opgepompte water niet belucht wordt. Dit wil zeggen dat het water via leidingen wordt opgepompt en terug in de grond wordt gebracht zonder dat het water in contact komt met de buitenlucht. Op deze manier worden er namelijk geen vaste deeltjes of extra gas toegevoegd aan het water, waardoor de installatie en meer bepaald de filters niet beïnvloed worden [12].

2.5 Aanbrengen nieuwe funderingen

Het aanbrengen van een nieuwe fundering in de buurt van een bestaande geeft steeds aanleiding tot het wijzigen van de spanningstoestand in de grond. Elke wijziging van de spanningstoestand leidt tot vervormingen. Dus het aanbrengen van nieuwe funderingen zal zettingen induceren bij de bestaande fundering. Deze zettingen moeten zo minimaal mogelijk zijn opdat er geen differentiële zettingen zullen optreden.

Bij het aanleggen van een nieuwe fundering langs een bestaande mag de helling tussen de hoekpunten maximaal 30° bedragen. Indien hier niet aan voldaan kan worden, dan moeten er bijkomende maatregelen genomen worden. De voornaamste oplossing bestaat uit het verdiepen van de bestaande fundering. De technieken die hiervoor beschikbaar zijn worden toegelicht in deel 5.



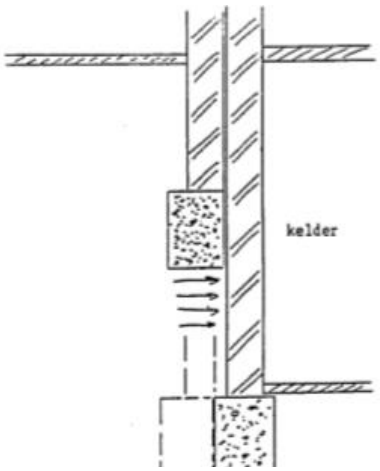
Figuur 14: aanbrengen nieuwe fundering op staal langs een bestaande fundering [14]

2.5.1 Fundering op staal

Indien er geopteerd wordt om een fundering op staal aan te leggen langs een bestaande fundering, dan moet men er zich van bewust zijn dat op deze manier een eenzijdige fundering gerealiseerd wordt. De breedte van de nieuw te plaatsen fundering moet in dit geval begrensd worden tot 1,5 maal de breedte van de muur in het geval van een metselwerkmuur. Immers kan een metselwerkmuur geen schuifspanning opnemen in het raakvlak met de fundering ten gevolge van de excentriciteit. Dus de werkzame breedte bedraagt maximaal 1,5 maal de breedte van de muur. Bij funderingen uit beton moet het moment ten gevolge van de excentriciteit opgevangen kunnen worden [5, 14].

Verder wordt er geadviseerd om fundering op dezelfde diepte aan te zetten, zelfs als dit niet nodig zou zijn voor de stabiliteit. Indien de nieuwe fundering aanzienlijk hoger of lager dan de bestaande fundering wordt aangezet, dan geeft dit aanleiding tot bijkomende horizontale belastingen. Bovendien is de grond langs de bestaande fundering geroerd. Hierop mag dus in principe niet gefundeerd worden [14].

Bij het aanleggen van een nieuwe fundering over de volledige lengte van de bestaande fundering moet er voldoende aandacht geschonken worden aan de uitvoering. Zoals zal toegelicht worden in deel 5 is het immers essentieel dat de grond in moten wordt uitgegraven opdat het draagvermogen van de bestaande fundering in een beperkte mate verminderd wordt.



Figuur 15: fundering op staal langs een bestaande kelder [14]

2.5.2 Fundering op palen

Bij funderingen op palen is het belangrijk om de grond onder de bestaande fundering zo min mogelijk te roeren. Het verdient de aanbeveling om de nieuwe fundering op een trillingsarme manier aan te brengen. Het gevolg hiervan is dat een aantal frequent toegepaste technieken niet langs bestaande structuren kunnen toegepast worden. Voor paalfunderingen wordt er gebruik gemaakt van gronduithalende palen in plaats van grondverdringende. Bij gronduithalende palen wordt verbuizing toegepast waardoor de grond niet zal geroerd worden. Dit leidt er toe dat vooral secanspalenwanden aangewend worden langs bestaande structuren vanwege de trillingsarme uitvoering.

3 Analyse van de bestaande toestand

Vooraleer te beginnen met grondwerken langs bestaande funderingen is het aanbevolen om een analyse van de bestaande toestand uit te voeren. Een eerste aspect hiervan bestaat uit de grond-structuurinteractie. Een tweede aspect van deze analyse bestaat uit het onderzoek van de bestaande funderingen. Door met beide aspecten rekening te houden, zal de kans op schade achteraf verminderen. In de praktijk wordt een vooronderzoek echter gezien als tijdrovend en niet relevant. Doorgaans worden er lukraak een aantal sonderingen uitgevoerd. De gevolgen hiervan zijn gekend, maar toch wordt er nog al te vaak laks omgesprongen met de analyse van de bestaande toestand.

3.1 Grond-structuurinteractie

Grond-structuurinteractie is een zeer complex probleem omdat het een combinatie is van verschillende al dan niet tijdsgebonden effecten. Deze effecten vertonen geen lineair gedrag, dus het is onmogelijk om zo los van elkaar te zien zonder foutieve conclusies te introduceren. Tot deze effecten behoren [1]:

- de ogenblikkelijke zetting veroorzaakt door de discrete belastingstoename tijdens het realiseren van de structuur;
- de zetting op lange termijn ten gevolge van de consolidatie;
- de veranderende stijfheid van de structuur tijdens de realisatie;
- de herverdeling van de belastingen en spanningen in de structuur ten gevolge van differentiële zettingen.

In dit deel zal de basis van grond-structuurinteractie toegelicht worden. Voor de geïnteresseerde lezer wordt er verder verwezen naar de vakliteratuur [15, 16].

Verder is het ook belangrijk om een onderscheid te maken tussen structurele en niet-structurele of visuele schade. Structurele schade ten gevolge van zettingen is afhankelijk van zowel de ogenblikkelijke als de lange termijn zetting. Terwijl visuele schade aan de afwerking vooral afhankelijk is van de lange termijn zetting. Differentiële zettingen kunnen dus tot zowel structurele als visuele schade leiden. Dit is belangrijk omdat bij werken langs bestaande gebouwen visuele schade veel meer zal voorkomen. Hierbij is de perceptie van scheuren belangrijk. Immers kan het gebouw niet meer bruikbaar zijn bij visuele schade.

Voor het beschrijven van de schade wordt de door Burland [17] gepresenteerde onderverdeling van schade, van licht tot zeer ernstig, internationaal erkend en toegepast.

Tabel 2: overzicht van de schadecategorieën [17]

Schadecategorie	Mate van schade	Aard van de schade
0	te verwaarlozen	haarscheurtjes < 0,1 mm
1	zeer gering	scheurwijdte tot 1 mm; eventuele nabehandeling uit esthetische overwegingen
2	gering	scheurwijdte tot 5 mm; eenvoudig te dichten; eventueel oppervlaktebehandeling met het oog op gewenste waterdichtheid
3	matig	scheurwijdte tussen 5 en 15 mm; grondige behandeling van de scheuren, verzekeren van waterdichtheid, herstel van het uiterlijk (verflaag of metselwerk)
4	ernstig	scheurwijdte tussen 15 en 25 mm; grondige reparatie en gedeeltelijke vervanging
5	zeer ernstig	scheurwijdte > 25 mm, gedeeltelijke of volledige sloop, gevaar voor instabiliteit

3.1.1 Verhouding tussen de ogenblikkelijke en de lange termijn zetting

De verhouding tussen de ogenblikkelijke en de lange termijn zetting zal bestudeerd worden omdat deze veel invloed heeft op de uiteindelijke differentiële zettingen. Deze verhouding moet liefst zo groot mogelijk zijn, is afhankelijk van de samenstelling van de grond en is alleen belangrijk voor fijn korrelige gronden met een lage doorlatendheid. Differentiële zettingen zullen dus in principe zich niet voordoen in zanderige gronden, tenzij er speciale omstandigheden zijn zoals trillingen. Immers leiden deze tot het compacteren van de grond waardoor de bovenliggende structuur een bijkomende zetting zal ondergaan [1].

Er wordt onderscheid gemaakt tussen twee gevallen:

- overgeconsolideerde kleigronden met kleine spanningsvariaties, deze gedragen zich als een elastisch materiaal;
- geconsolideerde kleigronden die geen elastisch gedrag vertonen.

Voor het eerste geval wordt via onderzoek [1] aangetoond dat:

$$\frac{\rho_u}{\rho_t} = \frac{1}{2 * (1 - \nu')} \tag{3.1}$$

Hierin is ρ_u de ogenblikkelijke zetting, ρ_t de zetting op lange termijn en ν' de coëfficiënt van Poisson in gedraineerde toestand. Voor de coëfficiënt wordt er aangenomen dat 0,1 < ν' < 0,33. Hieruit volgt:

$$\frac{\rho_u}{\rho_t} = \frac{1}{2 * (1 - \nu')} \leftrightarrow 0{,}55 < \frac{\rho_u}{\rho_t} < 0{,}75 \tag{3.2}$$

Dus de ogenblikkelijke zetting van een fundering op overgeconsolideerde klei is gelijk aan 55 tot 75 procent van de totale zetting indien er geen consolidatie plaatsvindt tijdens het realiseren van de structuur.

Voor het tweede geval wordt wederom via onderzoek [1] aangetoond dat:

$$\frac{\rho_u}{\rho_t} = 0{,}14 \tag{3.3}$$

Uit de studie van beide gevallen kan geconcludeerd worden dat [1]:

- de verhouding tussen de ogenblikkelijke en de lange termijn zetting veel kleiner is voor structuren gefundeerd op geconsolideerde klei;
- de verhouding tussen de ogenblikkelijke en de lange termijn zetting voor overgeconsolideerde gronden gemakkelijk geschat kan worden via de aanname dat de grond elastisch is.

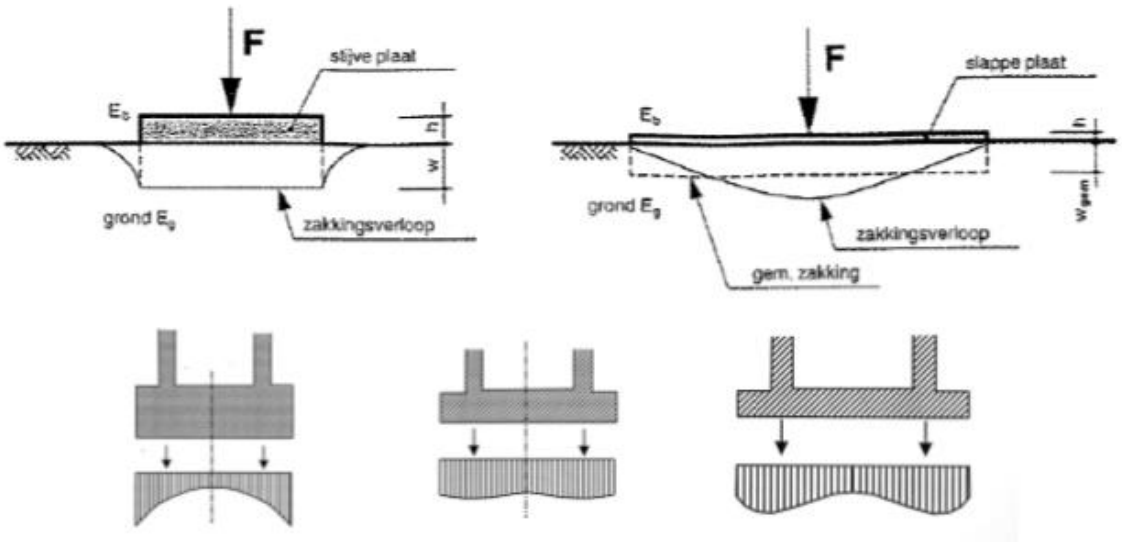
Zoals al in het deel problematiek werd toegelicht, mag het duidelijk wezen dat differentiële zettingen een veel groter gevaar vormen voor structuren gefundeerd op geconsolideerde klei.

In de bovenstaande studie werd een vergelijking gemaakt tussen normaal en overgeconsolideerde kleigronden. Echter kan dit type grond ook niet-geconsolideerd zijn. Het is zeer belangrijk om hier voldoende aandacht aan te schenken. Immers gaat het hier om een ongedraineerde toestand waarbij het water zich nog in de kleilaag bevindt. Het is dan ook steeds aan te raden om versnelde consolidatie toe te passen zoals reeds besproken werd in deel 2.2.2.

3.1.2 Methodes

In het algemeen zal de grond voorgesteld worden als een aantal veren die al dan niet afhankelijk van elkaar zijn. Elke veer heeft een bijhorende stijfheid waarmee het gedrag van de grond kan benaderd worden. Indien de veren afhankelijk van elkaar zijn, wat de realiteit goed benadert, dan neemt de complexiteit van het gebruikte model toe. Daarom is het in veel gevallen aangewezen om de afweging te maken tussen een simpel maar minder realistisch model, of een moeilijk maar meer realistisch model.

Zoals werd toegelicht in het deel problematiek kan een algemene funderingsplaat aangewend worden om de differentiële zettingen te beperken in slappe kleigronden. De herverdeling van de belastingen of spanningsverdeling is in functie van de interactie tussen de buigstijfheid van de plaat (en de structuur) en de stijfheid van de grond [5].



Figuur 16: spanningsverdeling onder een algemene funderingsplaat [5]

De linkse figuur toont een stijve fundering waarbij de spanningsverdeling ongelijkmatig is en de zettingen gelijkmatig verlopen. De rechtse figuur toont een slappe fundering waarbij de spanningsverdeling gelijkmatig is en de zettingen ongelijkmatig verlopen. Hieruit kan geconcludeerd worden dat een combinatie van beide systemen ideaal zou zijn: een fundering met gelijkmatige zettingen en gelijkmatige spanningen. Echter is dit niet mogelijk in de praktijk.

Voor het analyseren van de reactieverdeling onder de algemene funderingsplaat zijn er verschillende modellen beschikbaar [16]:

- continuümmechanica,
- Winkler model,
- multi-parameter model,
- hybride model.

Meer uitleg omtrent deze modellen kan gevonden worden in de literatuur [16].

Elk van de voornoemde modellen heeft zijn voor- en nadelen. Het Winkler model wordt doorgaans het meest toegepast vanwege zijn simpliciteit. Hierbij wordt de grond voorgesteld door onafhankelijke veren. Echter heeft de grond een schuifweerstand, dus zijn de veren wel afhankelijk van elkaar. Immers kan er op de uiteinden meer grondweerstand gemobiliseerd worden. Bovendien heeft dit model ook enkele nadelen zoals een beperkte nauwkeurigheid. Verder wordt bij het Winkler model de omliggende grond niet in rekening gebracht. Hierdoor wordt de stijfheid aan de randen van de fundering onderschat wat leidt tot conservatieve waarden voor de interne krachten en een onderschatting van de gronddruk. Een oplossing hiervoor bestaat in het verhogen van de stijfheid van de veren aan de randen van de funderingsplaat [5, 16].

De andere modellen hebben een verbeterde nauwkeurigheid, maar de complexiteit neemt evenredig toe. Door het atypische gedrag en de samenstelling van de grond vereisen deze modellen doorgaans zeer veel rekentijd en -kracht. Om hier een antwoord op te bieden zijn er verschillende studies [18] uitgevoerd om een simpel model te verkrijgen met een zekere nauwkeurigheid. De constante bij deze modellen is dat er verschillende aannames gemaakt worden opdat de complexiteit kan afnemen.

3.1.3 Inschatten differentiële zettingen

In het deel problematiek worden richtwaarden gegeven voor de differentiële zettingen volgens Eurocode 7. Verder is er zeer weinig literatuur die specifiek rekening houdt met deze zettingen. Er wordt telkens gerefereerd naar de voornoemde bron.

Aangezien het inschatten van de differentiële zettingen veelal gebaseerd is op vuistregels, is het aangewezen om in de praktijk gebruik te maken van een vereenvoudigde methodiek. Onderzoeken suggereren dat de Oedometer proef [2] accuraat genoeg is voor een eerste schatting te maken van de zettingen. Een juiste opmeting en registratie van de parameters gecombineerd met een continue monitoring van de zettingen is veel belangrijker dan complexe berekeningen [1].

3.2 Onderzoek van bestaande funderingen

Om gericht te kunnen handelen is een vooronderzoek van de site essentieel. De samenstelling van de bestaande fundering en de grondopbouw eronder dienen gekend te zijn voor er gestart kan worden met de uitgraving. In de praktijk zullen een aantal slagsonderingen in de buurt van de bestaande wand uitgevoerd worden om de samenstelling van de grond te duiden. Echter zal deze methode geen duidelijkheid verschaffen over de opbouw van de fundering. Bovendien kan de grondopbouw zeer plaatsgebonden zijn, waardoor de slagsonderingen een vertekend beeld kunnen geven.

Bij het onderzoek van bestaande funderingen worden doorgaans volgende elementen bepaald [10]:

- de afmetingen van de funderingen;
- de samenstelling van de funderingen en de eigenschappen van de toegepaste materialen;
- de heersende spanningen in de funderingen;
- de eigenschappen van de grond langs en onder de funderingen.

Vooraleer het effectieve onderzoek aan te vatten, dient men informatie te verzamelen over de bestaande funderingen door het raadplegen van bestaande documenten. Hieruit kan nuttige informatie afgeleid worden die betrekking heeft tot de theoretische afmetingen van de fundering en de opbouw ervan. Echter moet men beseffen dat deze plannen doorgaans de ontwerpsituatie weergeven. Immers kan het voorkomen dat tijdens de uitvoering wijzigingen aangebracht zijn. Om hier een antwoord op te bieden kan men inspectieputten toepassen langs de bestaande fundering. Hierbij aansluitend is het ook aanbevolen om een

omgevingsonderzoek uit te voeren. Uit dit onderzoek kan men afleiden hoe de fundering zich zal gedragen en hoe deze opgebouwd is [10].

3.2.1 Bepalen van de afmetingen van bestaande funderingen

Klassiek worden inspectieputten toegepast voor het bepalen van de afmetingen van bestaande funderingen. Dit is dus een methode met onderzoek op het zicht. Voor een degelijk onderzoek van de funderingen uit te kunnen uitvoeren is het nodig dat [10]:

- de putten reiken tot onder het aanzetpeil van de te onderzoeken funderingen;
- de wanden van de put voldoende stabiel zijn zodat degelijke waarnemingen kunnen worden uitgevoerd, indien nodig wordt een beschoeiing aangebracht;
- de put volledig droog is, indien nodig wordt een bemaling toegepast.

Bij het aanbrengen van een bemaling langs bestaande funderingen moet men zeer voorzichtig zijn zoals reeds werd besproken in deel 2.

Indien het niet mogelijk is om inspectieputten toe te passen, dan bestaat de mogelijkheid om kernboringen toe te passen. Hierbij worden een aantal oordeelkundig ingeplante boringen doorheen de bestaande funderingen uitgevoerd. Op deze manier kunnen de aanzetdiepte, de samenstelling en de afmetingen van de bestaande fundering bepaald worden.

3.2.2 Bepalen van de samenstelling van bestaande funderingen

Voor het bepalen van de samenstelling van bestaande funderingen kunnen enerzijds inspectieputten en anderzijds boringen toegepast worden. De eerste methode heeft als beperking dat het een methode op het zicht is. De interne samenstelling zal dus niet gekend zijn. Dit is vooral belangrijk bij historische structuren waar de fundering en het metselwerk doorgaans opgebouwd werden uit meerschalig metselwerk met vulmateriaal. Daarom is het aangewezen om boringen uit te voeren. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen kernboringen en destructieve boringen.

Kernboringen zijn boringen waarbij op een continue manier monsters genomen kunnen worden. De kernboor bestaat uit een holle cilinder die uitgerust is met een speciale boorkop. Het grote voordeel van deze techniek is dat zowel de afmetingen als de samenstelling van de funderingen bepaald kunnen worden. De verwijderde kernen worden onderzocht in het laboratorium op hun druksterkte en de samenstelling van de gebruikte mortels [10].

Bij destructieve boringen wordt het materiaal volledig verbrijzeld. Het is dus niet mogelijk om monsters voor onderzoek te nemen. De losgemaakte materialen worden naar het oppervlak gebracht via de boorvloeistof. Aan de hand van de snelheid van het boren en de kleur van de losgemaakte materialen is het mogelijk om het doorboorde medium te duiden. Echter indien men de samenstelling wil kennen, dan is het aangewezen om destructieve boringen met registratie van de boorparameters toe te passen.

4 Beschoeiingen

Indien de aanzet van de nieuwe fundering beduidend dieper gelegen is dan de aanzet van de bestaande fundering, dan is het aangewezen om een beschoeiing toe te passen. In sommige gevallen kan het nodig zijn om de bestaande fundering eerst te verdiepen vooraleer de beschoeiing aan te brengen. De technieken die hiervoor beschikbaar zijn zullen toegelicht worden in deel 5.

Verticale beschoeiingen hebben in de eerste plaats een grondkerende functie. In de meeste gevallen kan deze functie gecombineerd worden met een waterkerende functie. Sommige technieken kunnen aangewend worden voor het overdragen van de verticale belastingen aan de ondergrond.

Voor het realiseren van een beschoeiing zijn er verschillende technieken beschikbaar met elk hun eigen toepassingsgebied en eigenschappen. In dit deel zullen de meest courante besproken worden om uiteindelijk tot een vergelijkende matrix te komen. Deze matrix kan toegepast worden om op een vlotte manier de aangewezen techniek te bepalen.

4.1 Talud

Een talud is een uitgraving onder een bepaalde helling die afhankelijk is van de hoek van inwendige wrijving. Deze hoek verschilt naargelang het type grond, de aanwezigheid van grondwater en eventuele belastingen.

Er wordt een onderscheid gemaakt tussen tijdelijke en definitieve taluds. Bij een tijdelijke talud moet het geheel stabiel zijn voor de gehele duur van de oprichting van de structuur. De stabiliteit van een definitieve talud moet voor een veel langere periode gewaarborgd zijn. Dit onderscheid is belangrijk omdat er voor het verdere verloop uitgegaan wordt van een tijdelijke talud.

4.1.1 Helling van het talud

Voor het inschatten van de helling van het talud zijn er verschillende methodes voorhanden. Een eerste methode bestaat uit het steunen op empirische regels die gebaseerd zijn op het grondtype, de diepte van de bouwput en de duur van de uitgraving. Een andere methode bestaat erin om de helling af te leiden uit een stabiliteitsstudie [19].

4.1.1.1 Rechtstreeks via empirische regels

De helling van een talud wordt gedefinieerd als de verhouding tussen de horizontale afstand en de hoogte. Bijvoorbeeld een talud met een horizontale afstand van 3m en een hoogte van 4m zal gekenmerkt worden door de helling 3/4.

De volgende tabel geeft een eerste beeld weer van de empirische regels.

Tabel 3: aanbevelingen voor de minimale helling van taluds [19]

Grondtype	Karakteristieken	Minimale helling van het talud	
		Ongeroerde grond, uitgraving met geringe diepte en voor een korte periode	*Lichtgeroerde grond, uitgraving met grotere diepte en voor een langere periode*
Zand	Droogt snel op in de handpalm	Bij afwezigheid van een beschoeiing : helling 3/4	Bij afwezigheid van een beschoeiing : helling 4/4
	Indien het tussen de vingers gewreven wordt, voelt zand ruw aan en zijn de afzonderlijke korrels duidelijk te onderscheiden		
	Samengekitte zanddeeltjes kunnen moeiteloos verbrokkeld worden en lossen onmiddellijk op bij onderdompeling in water	Bij verticale wanden : ononderbroken en goed onderstutte beschoeiing	
Leem	Wordt zeer traag vochtig en droogt zeer traag op in de handpalm	Bij afwezigheid van een beschoeiing : helling 3/4	Bij afwezigheid van een beschoeiing : helling 4/4
	Indien het tussen de vingers gewreven wordt, voelt leem minder ruw aan en worden slechts enkele korrels onderscheiden		
	Samengekitte leemdeeltjes kunnen tussen de vingers verbrokkeld worden en lossen langzaam op bij onderdompeling in water	Bij verticale wanden : de beschoeiing mag onderbroken worden	
Dichtgepakte klei	Wordt niet vochtig en droogt slechts zeer langzaam	Bij afwezigheid van een beschoeiing : helling 2/4	Bij afwezigheid van een beschoeiing : helling 3/4
	Indien klei tussen de vingers gewreven wordt, voelt deze zacht en vettig aan en kan men geen afzonderlijke korrels onderscheiden		
	Samengekitte kleideeltjes zijn hard, kunnen versneden worden zonder te verbrokkelen en lossen bijna niet op bij onderdompeling in water	Men kan gebruik maken van een verticale beschoeiing met bepaalde tussenafstanden	

Opmerkingen :
- de gegeven waarden zijn geldig voor ongeroerde of lichtgeroerde gronden, waarbij de bouwput zich situeert in één grondtype. Bij aanwezigheid van water, van bovenbelastingen aan de randen van de bouwput of indien de sleuven dieper zijn dan 4 m dient men een bijkomende studie uit te voeren.
- de schijnbare cohesie in zand wordt in rekening gebracht voor hellingen van 4/4 of steiler. Dit geldt enkel voor tijdelijke taluds.
- voor steilere hellingen dient men een minimale bouwputbreedte te respecteren om de veiligheid van de personen die er werken te waarborgen.

Het is zeer belangrijk om enkele randvoorwaarden op te leggen aan het gebruik van deze tabel:

- er is sprake van homogene grond;
- de maximale diepte van de bouwput bedraagt 4 m.

Bovendien is er geen sprake van gevaarlijke omstandigheden zoals variaties van het vochtgehalte van de grond, aanwezigheid van water, neerslag, vorst of dooi, bovenbelasting, trillingen et cetera.

Indien er niet voldaan wordt aan de voornoemde voorwaarden, dan is het aangewezen om een stabiliteitsstudie te laten uitvoeren.

4.1.1.2 Onrechtstreeks via een stabiliteitsstudie

Een eerste stap bestaat in het uitvoeren van sonderingen en boringen en eventueel peilingen om na te gaan wat de opbouw van de grond is en op welk niveau de grondwatertafel zich bevindt. Hierbij kunnen enkele zeer belangrijke opmerkingen geformuleerd worden:

- de elektrische sondering wordt best gebruikt als standaardproef;
- er moet voldoende aandacht geschonken worden aan het gebruik van peilbuizen in boorgaten.

De elektrische sondering wordt bij voorkeur gebruikt in plaats van een mechanische sondering. Met een elektrische conus kunnen de conusweerstand q_c en de lokale kleef f_s gemeten

worden. Deze beide gegevens worden op hun beurt gebruikt voor het bepalen van het wrijvingsgetal R_f.

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} * 100 \qquad (4.1)$$

Het wrijvingsgetal geeft een indicatie van de grondopbouw volgens onderstaande tabel.

Tabel 4: grondsoorten in functie van het wrijvingsgetal [5]

Grondsoort	Wrijvingsgetal	Grondsoort	Wrijvingsgetal
Grind, grof zand	0,2 – 0,6	Klei	3,0 – 5,0
Zand	0,6 – 1,2	Potklei	5,0 – 7,0
Silt, leem	1,2 – 4,0	Veen	5,0 – 10,0

Het resultaat van een elektrische sondering geeft dus de conusweerstand per laag en de grondopbouw. Deze gegevens zijn zeer belangrijk voor het uitvoeren van een stabiliteitsstudie. Daarom wordt de voorkeur gegeven aan elektrische sonderingen in plaats van mechanische sonderingen ondanks zijn hogere kostprijs.

Met de resultaten van de sonderingen en onderstaande tabel kan de stabiliteitsstudie uitgevoerd worden.

Tabel 5: mechanische eigenschappen van de grondtypes [19]

Grondtype		q_c (MPa)	R_f (%)	Dichtheid/ Consistentie	γ > PO (kN/m³)	γ < PO (kN/m³)	φ' (°)	c' (kPa)	cu (kPa)
Grind	–	10 - 20 > 20	< 1	Gemiddeld Dichtgepakt	18 19	20 21	35 40	0 0	– –
	Leem- of kleiachtig	10 - 20 > 20	1 - 2	Gemiddeld Dichtgepakt	19 20	21 22	32 37	0 0	– –
Zand	–	2 - 4 4 - 10 > 10	< 1	Losgepakt Gemiddeld Dichtgepakt	16 17 18	18 19 20	27 30 35	0 0 0	– – –
	Leem- of kleiachtig	2 - 4 4 - 10 > 10	1 - 2	Losgepakt Gemiddeld Dichtgepakt	16 17 18	18 19 20	25 27 30	0 0 0	– – –
Leem	–	0,4 - 1 1 - 2 2 - 4 > 4	2 - 4	Slap Gemiddeld Redelijk stijf Stijf	17 18 19 20	17 18 19 20	22 22 22 22	0 2 4 8	10 25 50 100
	Zand-houdend	0,4 - 1 1 - 2 2 - 4 > 4	1 - 3	Slap Gemiddeld Redelijk stijf Stijf	17 18 19 20	17 18 19 20	25 25 25 25	0 2 4 8	10 25 50 100
Klei	–	0,4 - 1 1 - 2 2 - 4 > 4	3 - 6	Slap Gemiddeld Redelijk stijf Stijf	16 17 18 19	16 17 18 19	20 20 20 20	2 4 8 15	20 50 100 200
	Zand-houdend	0,1 - 1 1 - 2 2 - 4 > 4	2 - 5	Slap Gemiddeld Redelijk stijf Stijf	16 17 18 19	16 17 18 19	22 22 22 22	2 4 8 15	20 50 100 200
Veen	–	0,2 - 0,5 0,5 - 1 > 1	≥ 6	Slap Redelijk stijf Stijf	10 12 14	10 12 14	15 15 15	2 5 10	10 20 40

Het is belangrijk te beseffen dat de grondmechanica geen exacte wetenschap is en er dus grote variaties mogelijk zijn. Al de voornoemde methodes gelden als richtwaarden om de praktijk zo goed mogelijk te benaderen.

De gegeven hoeken van inwendige wrijving φ kunnen gebruikt worden als een eerste inschatting van de helling van het talud.

Verder moet er voldoende aandacht geschonken worden aan het gebruik van peilbuizen in boorgaten. De mogelijkheid bestaat dat het water zal stromen in het boorgat wat een vertekend beeld geeft van de grondwatertafel. Het is dus niet aangewezen om peilbuizen te plaatsen in boorgaten terwijl de wanden van het boorgat behandelt zijn met bentoniet. Immers zorgt het bentoniet voor een waterdichte laag op de boorgatwand wat een vertekend beeld kan geven van de grondwaterstand.

4.1.2 Taludstabiliteit

Er is nog veel onduidelijkheid over bepaalde fenomenen die te maken hebben met taluds. Hoe blijven taluds met een hellingshoek van 70° stabiel, hoe kan een perfect stabiel geheel op een bepaald ogenblik direct falen? Voor het verklaren van deze fenomenen kunnen de bestaande theorieën en kennis niet of nauwelijks gebruikt worden.

Voor een inzicht te verkrijgen in de stabiliteit van taluds is het nodig om eerste enkele belangrijke begrippen te duiden.

4.1.2.1 Cohesie

Grond bestaat uit korrels, lucht en water. Deze unieke samenstelling leidt tot bepaalde grondtypes die bepalend zijn voor de stabiliteit. Er wordt een onderscheid gemaakt tussen cohesieve en niet-cohesieve gronden. Een voorbeeld van een cohesief grondtype is klei en een voorbeeld van een niet-cohesief grondtype is zand.

De cohesie duidt dus de samenhang van de grond aan. Het is te begrijpen dat zand veel minder samenhangend is dan klei en dus een veel lagere cohesie heeft.

Bij cohesieve gronden is het mogelijk om met veel steilere taluds te werken dan bij niet-cohesieve gronden door de cohesie. Echter houdt het rekenen hierop veel gevaren in. Voor het situeren van deze gevaren is het belangrijk om een onderscheid te maken tussen de verschillende soorten van cohesie. Intrinsieke cohesie vindt haar oorsprong in de aard van de grond. Schijnbare cohesie vindt haar oorsprong in andere factoren zoals cementering, capillariteit et cetera [19].

Het gevaar zit in de schijnbare cohesie. Deze kan zeer snel verdwijnen door bijvoorbeeld plotse watertoevoer of verwering van de grond. Schijnbare cohesie is afkomstig van de interactie tussen lucht en water. Indien de factor lucht wegvalt door eerder vernoemde fenomenen, dan zal de schijnbare cohesie teniet gedaan worden.

Het is voordelig om te rekenen op de schijnbare cohesie. Steilere taluds zijn mogelijk door het beperken van de waterindringing in het talud door deze te bedekken met een folie. Echter moet hier zeer voorzichtig mee omgesprongen worden. Het faalmechanisme van het wegvallen van de schijnbare cohesie is het direct falen. Het fenomeen kan dus niet op voorhand waargenomen worden.

Echter kunnen er ook preventieve maatregelen genomen worden die de stabiliteit van het talud bevorderen [5]:

- oriënterend onderzoek van de aard van de grond,
- beschermen van het talud tegen weersinvloeden door middel van afdekking,
- aanbrengen van een geschikt drainagesysteem voor het afvoeren van het water,
- vermijden van bovenbelastingen aan de randen van de bouwput,
- beperken van de tijdsduur van de bouwput.

4.1.2.2 Zuigkrachten in onverzadigde gronden

Het wetenschappelijk en technisch centrum voor het bouwbedrijf (WTCB) heeft onderzoek gevoerd omtrent de impact van de niet-verzadigde toestand van de grond op de stabiliteit van het talud. Hiervoor is in een proefstation een experimentele bouwput gerealiseerd in gedeeltelijk verzadigde leemgrond. Verschillende aspecten zoals zuiging, watergehalte en verplaatsingen werden opgevolgd met metingen tijdens het gehele onderzoek [20].

Onderstaande afbeelding toont de eerste fase van het onderzoek waar er geen gebruik is gemaakt van afschermende folie. De eerste afschuivingen ontstonden bij de zwakste gemeten zuiging, namelijk na een hevige regenval de avond voor de afschuiving.

Het mag duidelijk zijn dat de invloed van waterindringing in een talud niet te verwaarlozen is. Toch wordt er nog te vaak lichtvoetig mee omgesprongen.

Figuur 17: eerste fase van de experimentele bouwput [20]

De volgende afbeelding toont de staat van de afgeschermde wand na één jaar. Het verschil met de vorige afbeelding kan niet groter zijn. Door het gebruik van een afdekkende folie is er geen schade aan de wand.

De experimentele bouwput werd verbreed om opnieuw wanden met een goede structuur te verkrijgen. Daarna werd de meeste beregende wand beschermd met een folie, terwijl de andere wand onbeschermd bleef. Het verschil tussen beide wanden is duidelijk in de volgende afbeelding.

Door het aanbrengen van de folie vermindert de waterinfiltratie aanzienlijk, vermindert het gevaar op afschuiving en is er minder schade ten gevolge van erosie.

Figuur 18: tweede fase van de experimentele bouwput [20]

Als besluit kan er dus geformuleerd worden dat de invloed van zuiging en regenval op de stabiliteit van het talud niet onderschat mag worden. Het verminderen van de zuiging door bijvoorbeeld zware regenval kan leiden tot het instorten van het talud.

4.1.3 Aandachtspunten

Er zijn verschillende belangrijke aspecten waarmee rekening moet gehouden worden, zowel bij het ontwerp als bij het gebruik van taluds.

4.1.3.1 Erosie

Erosie kan het best omschreven worden als een oppervlakkige verwijdering van grond. Door het verwijderen van de grond aan het oppervlak zal de geometrie van de talud wijzigen. Indien de geometrie verandert door erosie, dan is het mogelijk dat afschuiving geïnduceerd kan worden.

In niet-cohesieve gronden zoals zandgronden is het bovendien mogelijk dat dit fenomeen nog extra nadelen met zich meebrengt. Bij langdurige blootstelling aan warm en droog weer zullen de bovenste lagen uitdrogen. In combinatie met hevige wind zal de bovenste laag geërodeerd worden. Dit zand kan neerslaan aan de voet van het talud waar werken bezig zijn zoals betonnering. Dit heeft een nadelige invloed en is dus niet wenselijk. Daarom is het aan te raden om een marge te voorzien zodat het neerslaand materiaal geen nadelige invloed kan uitoefenen.

In cohesieve gronden kan erosie veroorzaakt worden door het fenomeen krimp. Vorst-dooicycli en bevochtiging-drogingscycli leiden tot scheurvorming aan het oppervlak. Hierdoor zal het oppervlak verweren wat de waterinfiltratie zal bevorderen. In de verstande dat de achterliggende grond een lagere waterdoorlatendheid heeft, zal het water zich ophopen aan het oppervlak. Deze waterophoping gecombineerd met de vorst-dooicycli en bevochtiging-drogingscycli zal leiden tot erosie en lokale afschuiving.

4.1.3.2 Infiltratie

Het al dan niet aanwezig zijn van grondwater is een zeer belangrijk gegeven. De stabiliteit van een talud kan zeer nadelig beïnvloed worden door uittrede van water uit het talud.

De spanningen in de grond kunnen als volgt omschreven worden.

$$\sigma_t = \sigma_k + \sigma_w + \sigma_l \tag{4.2}$$

Met

σ_t totale spanning in de grond

σ_k korrelspanning

σ_w waterspanning

σ_l luchtspanning

Door het uittreden van water zal de korrelspanning σ_k verminderen aangezien de totaalspanning σ_t constant blijft. Volgens vergelijking 4.3, ook wel het Mohr-Coulomb breukcriterium genoemd, zal de schuifweerstand van de grond dalen door het verminderen van σ_k.

$$\tau' < \tau_f = c' + \sigma' * \tan\phi' \tag{4.3}$$

De grond zal niet bezwijken indien de schuifspanning τ kleiner is dan de kritische schuifspanning τ_f. Deze laatste is afhankelijk van de effectieve normaalspanning σ' die in functie is van σ_k. Aangezien σ' daalt, zal de kritische schuifspanning sneller bereikt worden, waardoor de schuifweerstand zal dalen.

4.1.4 Conclusie

Een uitgraving onder een bepaalde helling afhankelijk van de hoek van inwendige wrijving noemt men een talud. Deze hoek is essentieel voor het talud en kan bepaald worden volgens allerhande methoden. Een eerste methode bestaat uit het gebruik van empirische regels aangevuld met praktijkervaring. Verder is er nog de mogelijkheid tot het uitvoeren van een stabiliteitsstudie met bijhorende sonderingen indien het terrein niet voldoet aan de eisen horende bij de empirische regels.

De stabiliteit van een talud is zeer belangrijk en hierbij dient een onderscheid gemaakt te worden tussen tijdelijke en definitieve taluds. Bij bouwputten gaat het meestal om tijdelijke taluds. Een belangrijk element van het aspect stabiliteit is de cohesie. Het verschil tussen intrinsieke en schijnbare cohesie is essentieel om inzicht te krijgen in de werking van een talud.

Verder zijn er cohesieve en niet-cohesieve gronden met verschillende eigenschappen en invloeden op de taludstabiliteit. Een cohesieve grond zoals klei zal leiden tot steilere taluds, terwijl een niet-cohesieve grond zoals zand zal leiden tot minder steile taluds. Men kan zich de bedenking maken of deze al dan niet veiliger zijn.

Eveneens moet er aandacht zijn voor de invloed op de omgeving bij het gebruik van een talud. Taluds kunnen in principe alleen gebruikt worden in den droge. Anders moet er geopteerd worden voor een bemaling wat zijn invloed zal hebben op de omgeving.

Tot slot kunnen we stellen dat een talud redelijk eenvoudig uit te voeren is in vergelijking met andere technieken. Bovendien is de uitvoering trilling- en geluidsarm en vanuit een economisch standpunt is het een van de goedkoopste oplossingen. De nadelen van een talud zijn de benodigde ruimte voor de helling of meerdere hellingen indien men moet opteren voor een getrapte talud. Alsook de hoeveelheid grond die verplaatst en afgevoerd moet worden.

4.2 Horizontale ondersteuning

Bij beschoeiingen bestaan er twee types wanden: een verankerde of gestempelde wand en een onverankerde of uitkragende wand. Dit onderscheid is belangrijk voor de te verwachten horizontale verplaatsingen. Een uitkragende wand zal bovenaan horizontaal verplaatsen wat niet wenselijk is in de buurt van belendingen. Door deze verplaatsingen zal de grond geroerd worden wat leidt tot bijkomende zettingen en schade aan naburige structuren. Verder zal de wand een zekere diepte of steek moeten hebben opdat er een voldoende grote passieve weerstand kan gemobiliseerd worden.

De oplossing bestaat in het toepassen van een verankerde of gestempelde wand. Door het toepassen van ankers of stempels zal de nodige steek van de wand verkleinen. Bovendien verminderen de benodigde dimensies ten opzichte van een onverankerde wand.

4.2.1 Globale stabiliteit

Bij verankerde wanden moet de globale stabiliteit van het geheel gevormd door de wand en de verankering gecontroleerd worden. Immers kan het geheel falen door het overschrijden van de afschuifweerstand langs een bepaald glijvlak. Deze glijvlakken kunnen zowel recht als cirkelvormig als onregelmatig zijn. In de volgende delen zullen de courant toegepaste technieken voor het bepalen van de globale stabiliteit toegelicht worden.

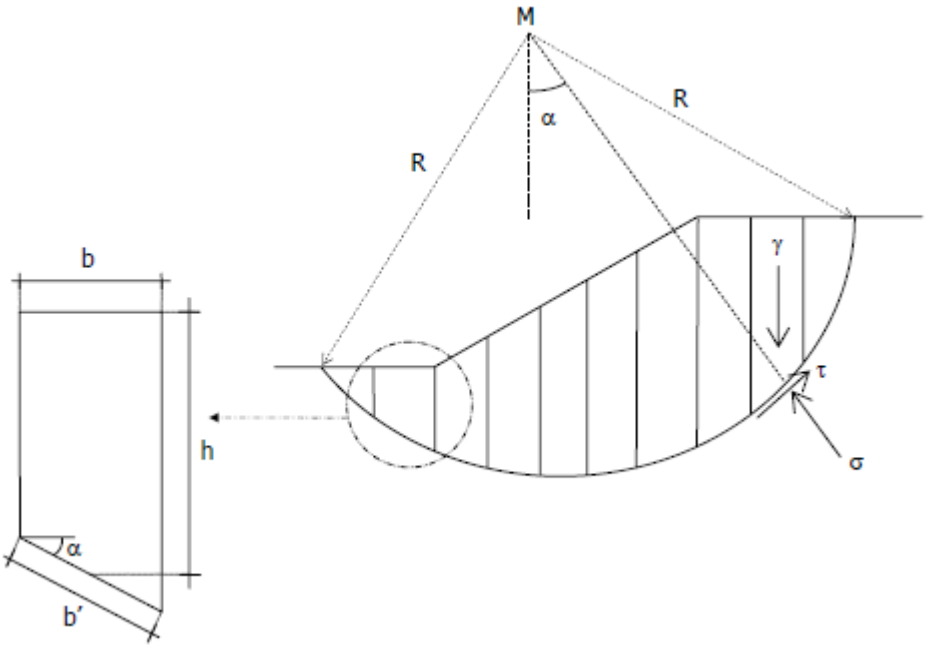
4.2.1.1 Algemeen

In het algemeen wordt ervan uitgegaan dat rechtlijnige glijvlakken in de praktijk weinig voorkomen. De methoden spitsen zich vooral toe op cirkelvormige en onregelmatige glijvlakken. In 1936 beschrijft Fellenius een methode om langs een cirkelvormig glijvlak het momentenevenwicht te berekenen aan de hand van lamellen. Op basis hiervan specifieert Janbu in 1954 een methodiek die, naast het momentenevenwicht, ook het verticale en het horizontale evenwicht in beschouwing neemt. Bovendien kan men met de methode van Janbu ook onregelmatige glijvlakken berekenen. Echter vergen voornoemde methodes veel rekenkracht. Het vereenvoudigde model van Bishop (1955) tracht hier een antwoord op te bieden. Verdere ontwikkelingen bestaan uit optimalisaties van deze modellen om uiteindelijk tot de eindige elementen methodiek te komen. Toch wordt de methode van Bishop nog dagelijks toegepast vanwege zijn simpliciteit [21].

4.2.1.2 Methode van Bishop

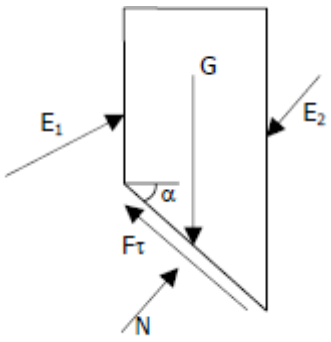
De methode Bishop gaat uit van twee aannames om tot zijn vereenvoudigd model te komen. Enerzijds is er het cirkelvormige glijvlak en anderzijds wordt het horizontale evenwicht niet in rekening gebracht. Echter heeft deze vereenvoudiging ook enkele nadelen. De methode is niet bruikbaar in het geval van opdrijving en indien het horizontaal evenwicht wel essentieel is. Daarom wordt er geadviseerd om de methode Bishop te combineren met andere analyses indien nodig [21].

De methodiek wordt gebruikt voor het bepalen van de globale stabiliteit. Hiervoor wordt het evenwichtsverlies langs een cirkelvormig glijvlak beschouwd waarbij het grondmassief wordt opgedeeld in lamellen zoals afgebeeld wordt op de onderstaande figuur.



Figuur 19: cirkelvormig glijvlak met lamellen volgens Bishop [22]

Bij deze methode worden de krachten tussen de lamellen niet verwaarloosd (cfr. Fellenius), maar er wordt wel aangenomen dat de resultante van de krachten horizontaal is. Bij het krachtenevenwicht in verticale richting spelen de horizontale krachten geen rol.



Figuur 20: krachten op een lamel [22]

Uit het krachtenevenwicht in de verticale richting van elke lamel volgt dat:

$$N * \cos\alpha + F_\tau * \sin\alpha = G \qquad (4.4)$$

In wat volgt zal de formule voor de globale stabiliteit volgens Bishop uitgewerkt worden. Hierbij worden de volgende symbolen toegepast [2, 22]:

i = indexnummer van de lamel
τ = schuifspanning langs het glijvlak
c = cohesie ter plaatse van het glijvlak van de lamel
σ_n' = korrelspanning loodrecht op het glijvlak van de lamel
u = waterspanning
b = breedte van de lamel
h = hoogte van de lamel
R = straal
γ = soortelijk gewicht
φ = hoek van inwendige wrijving
α = hoek van het glijvlak van de lamel met de horizontale

Vergelijking 4.4 kan nu uitgewerkt worden:

$$N * \cos\alpha + F_\tau * \sin\alpha = G$$

$$\leftrightarrow \sigma_n * b' * \cos\alpha + \tau * b' * \sin\alpha = \gamma * b * h$$

$$\leftrightarrow \sigma_n * \frac{b}{\cos\alpha} * \cos\alpha + \tau * \frac{b}{\cos\alpha} * \sin\alpha = \gamma * b * h$$

$$\leftrightarrow \sigma_n + \tau * \tan\alpha = \gamma * h$$

$$\leftrightarrow \sigma_n' + u + \tau * \tan\alpha = \gamma * h \tag{4.5}$$

Verder wordt verondersteld dat de veiligheidscoëfficiënt geldig is voor elke lamel afzonderlijk, zodat:

$$\tau = c + \sigma_n' * \tan\varphi / F \tag{4.6}$$

Bovenstaande vergelijkingen combineren geeft de normaalspanning op een lamel:

$$\sigma_n' = \gamma * h - u - \tau * \tan\alpha = \frac{\gamma * h - u - \frac{c}{F} * \tan\alpha}{1 + \frac{\tan\alpha * \tan\varphi}{F}} \tag{4.7}$$

Voor de stabiliteitsfactor of veiligheidscoëfficiënt geldt dat:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n}((c_i + \sigma_{ni}' * \tan\varphi_i) * b_i' * R)}{\sum_{i=1}^{n}(G_i * R * \sin\alpha_i)} \tag{4.8}$$

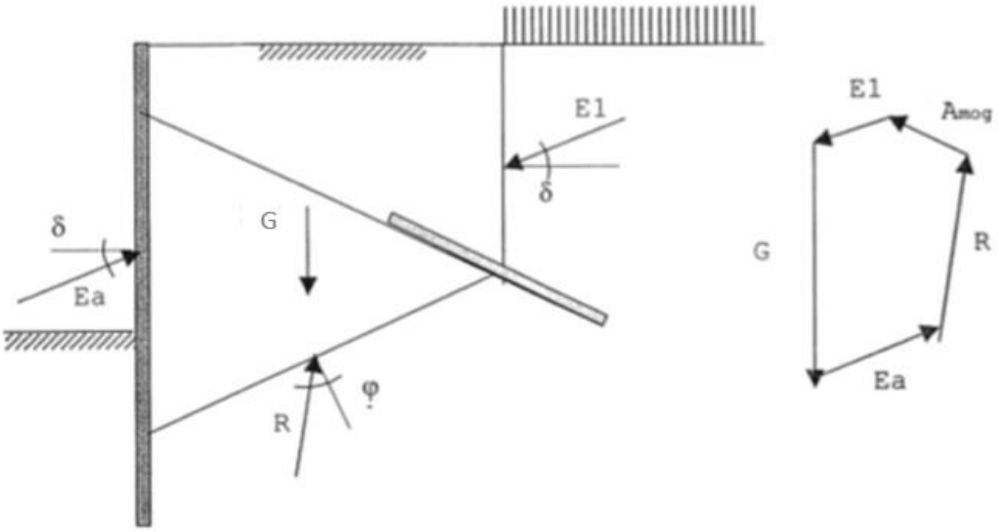
Indien men de vergelijking voor de normaalspanning hierin toevoegt, dan verkrijgt men de formule voor de stabiliteit volgens Bishop:

$$F_j = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left[\frac{(c_i + (\gamma_i * h_i - u_i) * \tan\varphi_i) * b_i' * R)}{\left(1 + \frac{\tan\alpha_i * \tan\varphi_i}{F_{j-1}}\right)}\right]}{\sum_{i=1}^{n}[\gamma_i * h_i * b_i * R * \sin\alpha_i]} \tag{4.9}$$

De stabiliteitsfactor komt zowel in het linkerlid als in het rechterlid voor. Deze dient iteratief bepaald te worden. Door het middelpunt en de straal van de cirkel te laten variëren kan men een minimale waarde voor F vinden [2].

4.2.1.3 Methode van Kranz

In de realiteit komen rechte afschuifvlakken praktisch niet voor, maar de methode van Kranz toont aan dat rechte glijvlakken een goede benadering zijn van de werkelijkheid.



Figuur 21: methode van Kranz [23]

Het glijvlak wordt beschreven door de rechte tussen de onderkant van de wand bij opgelegde wanden of het rotatiepunt van de wand bij ingeklemde wanden en het midden van het grondanker.

De methode bestaat uit het controleren van het evenwicht van het grondmassief dat begrensd wordt door de wand, het glijvlak en de achterkant van het anker zoals weergegeven op bovenstaande figuur. Hierop grijpen de volgende krachten aan:

- het gewicht G van het grondlichaam;
- de actieve gronddruk Ea die afhankelijk is van de wrijving δ tussen de grond en de wand;
- de reactie R in het glijvlak ten gevolge van de hoek van de inwendige wrijving φ en de bijhorende cohesie;
- de opvangbare kracht in het anker A_{mog}.

Door het opstellen van de krachtenveelhoek kan de kracht A_{mog} die het anker kan opvangen bepaald worden. Klassiek wordt gesteld dat de globale stabiliteit verzekerd is indien de verhouding van de opvangbare en de aangrijpende kracht groter is dan 1,5 [23].

$$\frac{A_{mog}}{A} > 1{,}5 \tag{4.10}$$

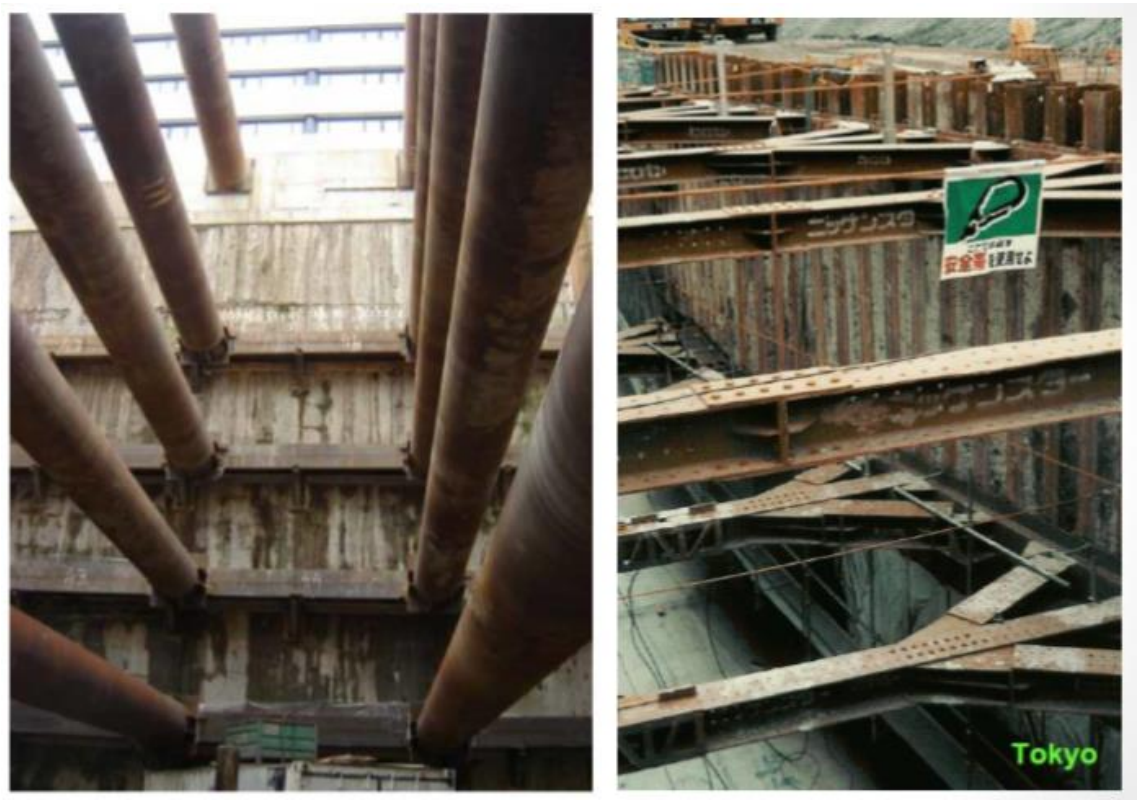
Indien de opvangbare kracht A_{mog} te klein is, dan kan het anker ofwel verlengd worden ofwel dieper gelegd worden om deze te vergroten.

4.2.2 Stempels

Voor de zijdelingse ondersteuning van beschoeiingen kan men gebruik maken van stempels of ankers. Bij sommige technieken is de zijdelingse ondersteuning reeds in de techniek verwerkt, zoals bij vernagelde wanden. Deze techniek van zijdelingse ondersteuning is eenvoudig aan te brengen, maar legt wel beslag op de beschikbare werkruimte.

4.2.2.1 Uitvoering

Bij een geringe overspanning worden veelal stalen profielen aangewend voor het afstempelen van de wanden. De tussenafstand van deze profielen is belangrijk om een zekere werkruimte te behouden. Verder moet er ook gelet worden op de mogelijkheid tot het eventueel uitknikken van de profielen. Door de kniklengte van de profielen te verminderen zal het gevaar voor knik drastisch afnemen. Hiervoor is het aan te bevelen om op regelmatige afstanden de profielen met elkaar te verbinden. Voor het inleiden van de krachten wordt er standaard een gording voorzien langsheen de beschoeiing. De volgende figuur geeft een voorbeeld van een afgestempelde bouwput.



Figuur 22: stempels [5]

Men kan ook gebruik maken van schuine stempels voor het afleiden van de horizontale belastingen. Echter moet er bij het gebruik hiervan rekening gehouden met de krachtsoverdracht onder een bepaalde helling wat zal leiden tot zowel horizontale als verticale componenten. Er dienen maatregelen getroffen te worden om deze componenten op te vangen. Men mag bijvoorbeeld niet zomaar de stempels afstempelen op de fundering. De horizontale krachten kunnen leiden tot spanningen in de fundering waarvoor deze niet gedimensioneerd is. Een goede oplossing bestaat uit het reeds uitvoeren van een gedeelte van de vloerplaat zodat er hierop kan afgestempeld worden [12].

Een andere oplossing bestaat uit het voorzien van continue verdeelbalken zodat de krachten kunnen doorgegeven worden. De onderstaande figuur illustreert het belang van continue verdeelbalken. Indien de bouwput niet gestempeld zou zijn, dan zal de beschoeiing een grote horizontale verplaatsing ondergaan wat nefast is voor de omgeving. De stempels verhinderen dus deze verplaatsingen. Echter zijn de stempels niet continu zoals aangeduid wordt in de onderstaande figuur. Het gevolg hiervan is een spanningsconcentratie ter hoogte van de beschoeiingselementen. Doorgaans zijn deze elementen hier absoluut niet voor gedimensioneerd. Het verdient dus de aanbeveling om gebruik te maken van een continue afstempeling of verdeelbalken opdat het gevaar voor instabiliteiten vermeden wordt.

Figuur 23: concept van continue verdeelbalken [5]

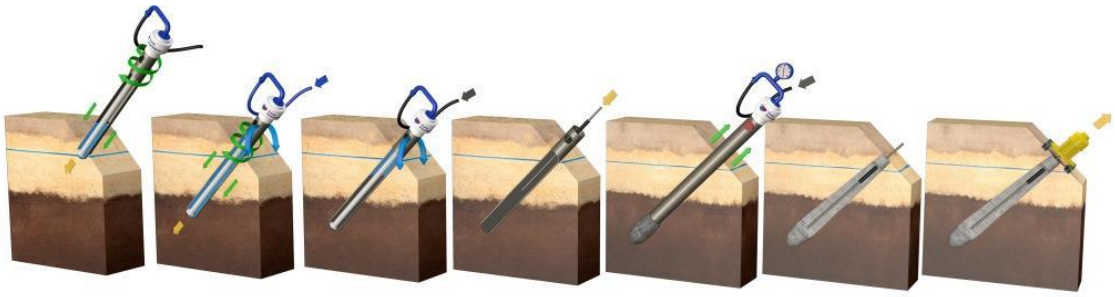
Een laatste mogelijkheid bestaat uit autostabiele wanden. Afhankelijk van de vorm van de bouwput zullen de gronddrukken opgenomen worden door de beschoeiing zelf en zijn er dus geen stempels nodig. De voorwaarde is wel dat de beschoeiing deze belastingen kan opnemen. Dit is de reden dat autostabiele wanden veelal worden toegepast bij wanden met een hoge stijfheid zoals palenwanden en diepwanden.

4.2.3 Ankers

Grondankers zijn trekelementen die doorheen een grondkerende wand geboord worden. De ankers vangen zowel grond- en waterdruk als nevenlasten op. Om deze belastingen op te nemen is er een zekere verankeringslengte of wortel nodig opdat er voldoende wrijving wordt gegenereerd. Dankzij het gebruik van ankers kunnen de dimensies van de beschoeiingen verkleind worden. De steek kan verminderd worden en de stijfheid van de grondkerende wand vergroot waardoor zettingen kunnen vermeden worden. Verder worden ankers bijna altijd voorgespannen en werken ze dus actief voor het beperken van de horizontale verplaatsingen [12, 24].

4.2.3.1 Uitvoering

De uitvoering van een grondanker zal besproken worden aan de hand van de onderstaande figuur.



Figuur 24: uitvoering grondankers [25]

In een eerste fase wordt het anker geboord. Hiervoor wordt een voerbuis in de grond gebracht door middel van heien of spoelboren. Bij het spoelboren wordt gebruik gemaakt van dubbele stangen zodat de grond omheen de voerbuis minimaal ontspannen wordt. Het spoelwater wordt via een centrale opening in de binnenbuis naar de punt geleid. Het spoelwater zal samen met de losgemaakte grond naar buiten stromen via de ringruimte tussen de binnen- en buitenstang [12].

Na het bereiken van de gewenste diepte wordt de voerbuis gevuld met grout om het geboorde gat open te houden. Hierna wordt het ankerlichaam ingebracht.

Zodra het ankerlichaam is aangebracht kan de voerbuis progressief verwijderd worden. Dit wil zeggen dat de buis telkens over een bepaalde lengte verwijderd wordt. Tijdens het verwijderen van de voerbuis wordt het grout onder druk gezet. Op deze manier wordt er een verankeringslichaam gevormd dat optimaal aansluit tegen de grond [12].

Na het vormen van de wortel zal de voerbuis over de vrije lengte verwijderd worden zonder het onder druk zetten van het grout. Deze vrije lengte is nodig voor het overbruggen van de actieve zone. In deze zone werkt het anker niet, dus moet er ook geen wortel voorzien worden. De vrije lengte kan bepaald worden door het gebruik van de methode van Kranz.

Zodra het grout is uitgehard en ten minste 7 dagen na de uitvoering van het grondanker zal het anker voorgespannen worden. Het voorspannen is essentieel voor het bekomen van de actieve werking opdat de horizontale verplaatsingen beperkt worden. Door de mate van voorspanning aan te passen, kunnen de verplaatsingen verminderd worden. De voorspanning wordt meestal aangebracht via een hydraulische vijzel. Tot slot wordt een ankerkop voorzien voor het vastzetten van het trekelement [12, 25].

Een alternatieve uitvoering bestaat uit zelfborende ankers met een verloren boorkop. Een holle buis wordt onder gelijktijdig persen van grout in de grond geboord. De dikwandige stalen buis is voorzien van een schroefdraad over de volledige lengte. Afhankelijk van de gebruikte boorkop kan de diameter van het anker aangepast worden. Verder kunnen de

standaardmodules door middel van koppelbussen verlengd worden tot de benodigde ankerlengte. Zodra de gewenste diepte bereikt is, wordt de injectiedruk verhoogd zodat het ankerlichaam gevormd wordt [26, 27].

4.2.3.2 Toepassing

Grondankers worden vooral toegepast voor het verankeren van grondkerende wanden, maar kunnen ook gebruikt worden voor het opvangen van trekkrachten op constructies onderhevig aan opdrijving.

De krachten worden altijd opgenomen volgens de as van het anker. Ankers kunnen dus onder een bepaalde helling geboord worden afhankelijk van de inleiding van de krachten.

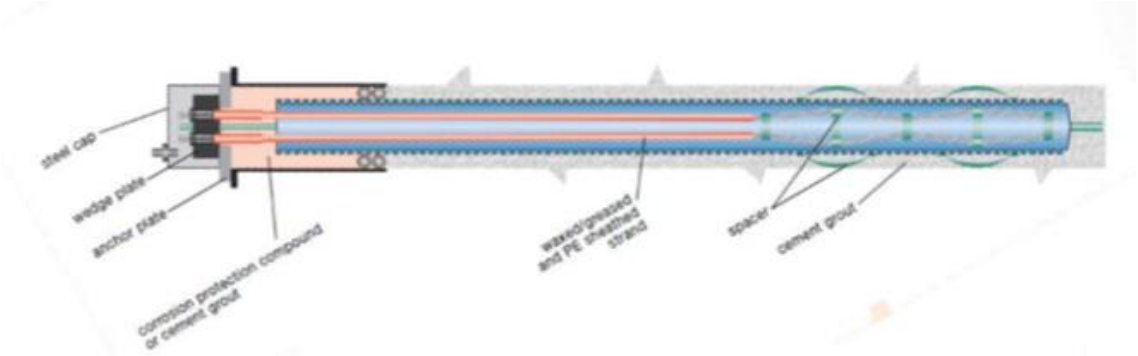
Verder is de uitvoering trillingsarm, dus de hinder voor de omgeving is zeer minimaal. De ankers kunnen geboord worden vanop een talud zodat het onderliggende verkeer niet gestoord wordt. Hetzelfde geldt voor kaaimuren [28].

Figuur 25: aanbrengen van grondankers vanop een talud [28]

Daarnaast zijn er verschillende soorten ankers die kunnen toegepast worden als een tijdelijk of een definitief anker en een verloren of gedeeltelijk te recupereren anker. Er zijn twee grote soorten ankers:

- strengenanker,
- staafanker.

Een strengenanker heeft een vloeigrens van 1570 tot 1670MPa en een staafanker heeft een vloeigrens van 500 tot 950MPa [5].



Figuur 26: definitief strengenanker [5]

Bij een definitief strengenanker bevindt er zich een beschermende capsule rond de kop. Dit in combinatie met de buis met grout beschermt de strengen tegen lucht en water zodat er geen corrosie kan optreden.

Een tijdelijk strengenanker heeft geen beschermende buis.

4.2.4 Conclusie

Horizontale wandverplaatsingen zijn maatgevend voor de keuze van het type beschoeiingen. In de buurt van belendingen is het bijvoorbeeld niet wenselijk dat horizontale verplaatsingen zich manifesteren. Daarom wordt er vaak geopteerd voor een verankerde wand. Deze verankering kan geschieden door het gebruik van stempels of grondankers.

Stempels hebben als voordeel dat ze redelijk eenvoudig zijn aan te brengen, dat ze gerecupereerd kunnen worden en dat ze herbruikbaar zijn. Echter wordt er wel beslag gelegd op de beschikbare werkruimte omdat de stempels bovenaan de bouwput aangebracht worden.

Ankers zijn praktisch overal toepasbaar en kunnen zelfs in kleine ruimtes toegepast worden. Deze trekelementen worden door de grondkerende wand geboord. Door hun omhulling met grout zijn ze in staat om voldoende wrijving te genereren zodat het anker de horizontale belastingen kan opvangen. Voorspannen van ankers leidt er toe dat de horizontale verplaatsingen verminderen waardoor zettingen minder kans krijgen om plaats te vinden.

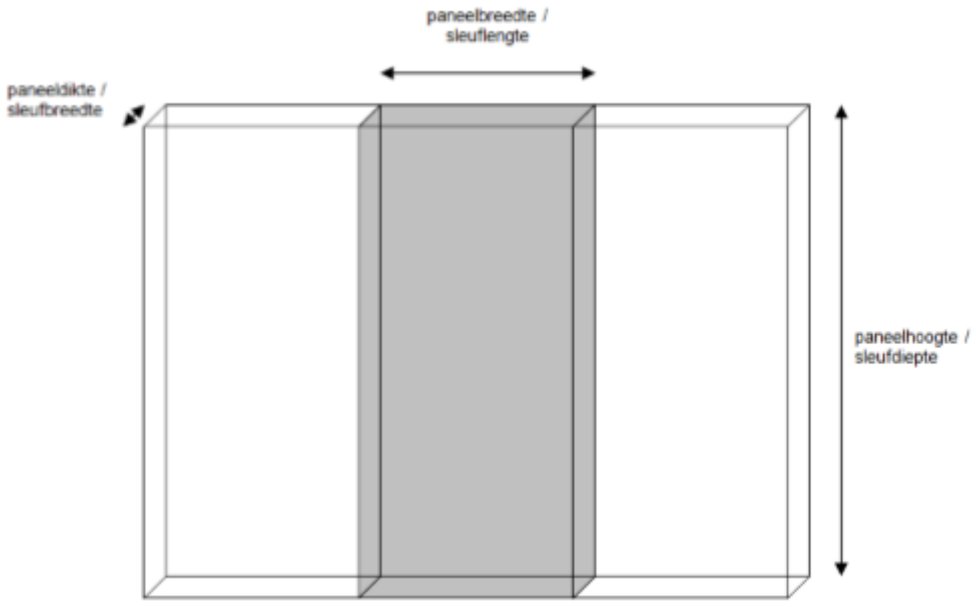
4.3 Diepwand

Een diepwand is een in de grond gevormde continue betonnen wand. De realisatie ervan gebeurt in panelen met een breedte die afhankelijk is van de breedte van de grijper. Met behulp van de steunvloeistof bentoniet zal het instorten van de sleuf voorkomen worden.

Deze beschoeiingstechniek is ook realiseerbaar nabij bestaande constructies en fundering door zijn uitvoeringstechniek op voorwaarde dat men hiermee rekening houdt tijdens het ontwerp en de uitvoering.

Het grote voordeel van diepwanden is dat ze zowel grondkerend als waterkerend zijn. Bovendien kan de wand als definitieve wand gebruikt worden bij een zorgvuldige uitvoering. Door zijn hoge stijfheid en samenstelling kan een diepwand ook aangewend worden voor het overbrengen van verticale lasten naar de ondergrond.

Bij een diepwand horen ook enkele definities die aan de hand van de volgende figuur kort zullen worden toegelicht [4].



Figuur 27: definitie afmetingen [4]

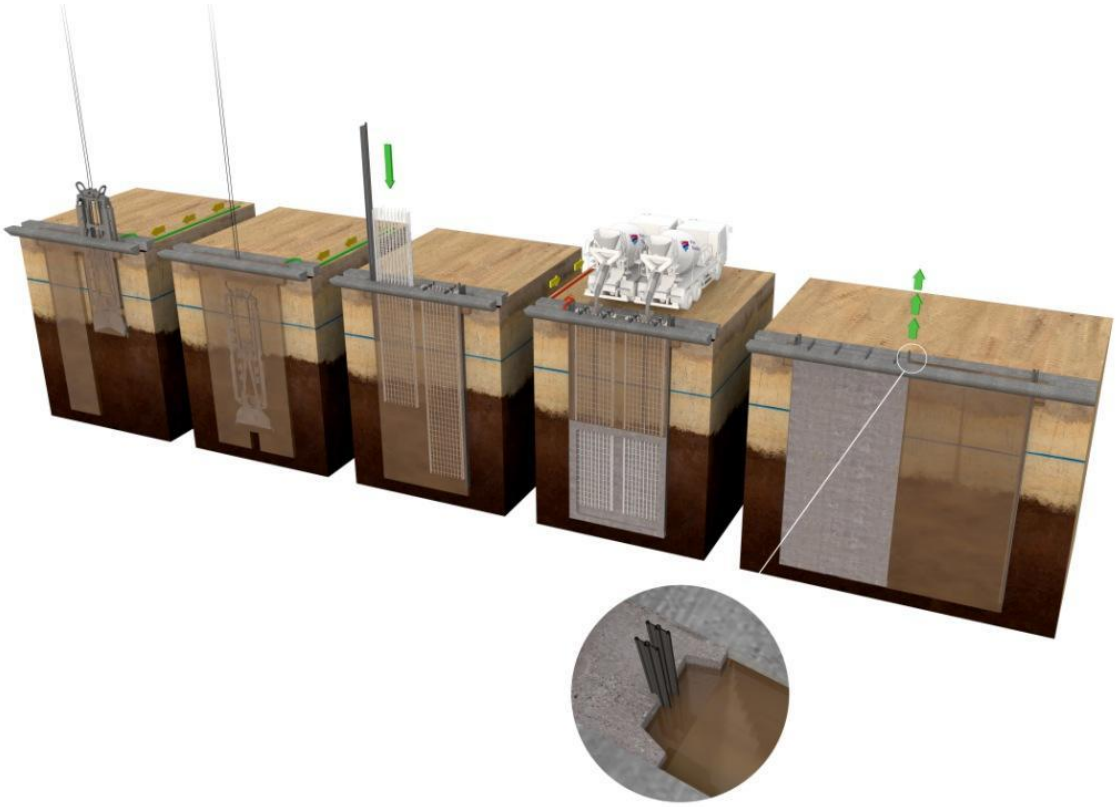
- een diepwandpaneel of kortom paneel is een onderdeel van de diepwand en wordt in één tijd gerealiseerd;
- een diepwandsleuf is een gegraven gat in de grond waarin een diepwand kan worden gerealiseerd;
- een startpaneel sluit tijdens het aanbrengen niet aan op reeds bestaande panelen;
- een volgpaneel sluit tijdens het aanbrengen aan op maximaal een reeds bestaand paneel;
- een sluitpaneel sluit aan beide zijden aan reeds bestaande panelen;
- een ééngangspaneel wordt in één grijpergang gegraven met een sleuflengte die gelijk is aan de lengte van de grijper;

- een tweegangspaneel wordt in twee grijpergangen gegraven met een sleuflengte die gelijk is aan 1,5 tot 2 maal de lengte van de grijper;
- een driegangspaneel wordt in drie grijpergangen gegraven met een sleuflengte die gelijk is aan 2 tot 3 maal de lengte van de grijper

Deze definities worden in het verdere verloop regelmatig aangehaald.

4.3.1 Uitvoering

De bespreking van de uitvoering van een diepwand zal gebeuren aan de hand van onderstaande figuur.



Figuur 28: uitvoering diepwand [29]

De uitvoering bestaat uit verschillende stappen [29]:

i. graven van een paneel met een grijper tussen geleidebalken, vullen van de sleuf met een steunvloeistof, na het uitgraven van de eerste moot volgt het uitgraven van de tweede moot;
ii. weggraven van de centrale grondstop, ook wel merlon genoemd, daarna wordt het paneel volledig ontzand;
iii. uitrusten van het paneel met de wapening en tijdelijk voegprofiel met een waterstopstrip;
iv. betonneren met plunjerbuizen en recupereren van het bentoniet;
v. herwinnen van het voegprofiel, waterstopstrip blijft zitten.

In de volgende delen zullen deze stappen gedetailleerd besproken worden.

4.3.1.1 Geleidebalken

De eerste stap bestaat in het voorzien van de zogenoemde geleidebalken. Deze betonnen elementen zijn meestal licht gewapend en kunnen ofwel ter plaatse gestort zijn ofwel geprefabriceerd zijn. Het zijn noodzakelijke elementen en ze worden gebruikt voor [30]:

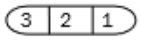
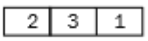
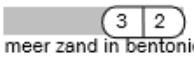
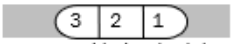
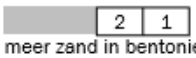
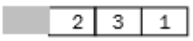
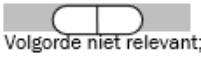
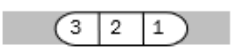
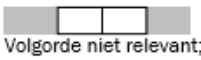
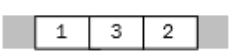
- het geleiden van de grijper tijdens het uitgraven;
- het ophangen van de wapening, voegprofielen en plunjerbuizen;
- het waarborgen van de stabiliteit van de bovenste grondlagen;
- het garanderen van de juiste maatvoering als een referentiepunt.

Voor de dimensionering van de geleidebalken geldt als minimumhoogte 1 m en als minimumdikte 0,2 m. Door de bewegingen van de grijper zal het niveau van het bentoniet niet constant zijn en dus variëren. Deze variatie leidt tot schommelingen van de vloeistofdruk onder de geleidebalken. Het is aan te raden dat het bentoniet zich altijd hoger bevindt dan de onderzijde van de geleidebalken om uitspoeling van de grond te vermijden. Immers kan dit leiden tot instabiliteit van het geheel. Daarnaast wordt aanbevolen dat de ondergrond waarop de geleidebalken gefundeerd worden bestaat uit een laag gestabiliseerd zand [4].

4.3.1.2 Graven van panelen

Het uitgraven van de panelen geschiedt volgens een bepaalde volgorde: eerst het startpaneel, vervolgens het volgpaneel om te eindigen met het sluitpaneel. Afhankelijk van de relatie tussen de afmetingen van de grijper en de sleuflengte worden de panelen in één, twee of drie gangen gegraven. Onderstaande tabel geeft de ontgravingsvolgorde weer voor veel voorkomende gevallen.

Tabel 6: toepasbaarheid typen panelen en ontgravingsvolgorde [4]

type paneel	type voeg	1 gang		2 gang		3 gang	
start	rond	ja	aandachtspunt: ruimte voor wapening	nee	verticaliteit voeg in gevaar	ja	
	vlak	ja	-	nee	verticaliteit voeg in gevaar	ja	
volg	rond	nee	verticaliteit voeg in gevaar + ruimte wapening		 meer zand in bentoniet	ja	 meer zand in bentoniet
	vlak	ja	wel probleem bij omloopbeton	ja	 meer zand in bentoniet	ja	
sluit	rond	ja	aandachtspunt: ruimte voor wapening	ja	 Volgorde niet relevant; meer zand in bentoniet	ja	
	vlak	nee	grijper loopt te snel vast	ja	 Volgorde niet relevant; meer zand in bentoniet	ja	

Bij een startpaneel dat bestaat uit drie grijpergangen, ook wel driegangspaneel genoemd, worden eerst de twee buitenste grijpergangen gegraven om vervolgens de tussenliggende moot of merlon uit te graven.

Eengangspanelen worden in een beperkt aantal situaties toegepast omdat het gebruik van meerdere, kleine panelen enkele nadelige gevolgen heeft. De bouwtijd zal verlengen en door het groter aantal voegen vergroot het risico op lekken. Verder is er gevaar voor instabiliteit omdat er geen horizontale doorlopende wapening voorzien wordt. Een gerichte toepassing is het beperken van zettingen langs belendingen. Door de kleinere sleuflengte is het paneel meer stabiel en zal het minder doorbuigen bij een bepaalde belasting. Dit is voordelig bij belendingen aangezien bijkomende zettingen niet wenselijk zijn [4].

Voor het graven van de panelen maakt men gebruik van draadgrijpers met een onderscheid tussen mechanische en hydraulische grijpers. De laatstgenoemde grijper is effectiever in harde lagen doordat deze minder afhankelijk is van zijn eigengewicht voor de sluitkrachten van de grijper. Een mechanische grijper is volledig afhankelijk van zijn eigengewicht voor het genereren van de nodige sluitkrachten. Onderstaande afbeelding toont links een mechanische en rechts een hydraulische grijper.

Figuur 29: voorbeeld van grijpers [4]

Een alternatief voor deze grijpers wordt aangeboden door de diepwandfrees.

Voorgaande technieken zijn bruikbaar tot men harde lagen aantreft. De harde lagen moeten verwijderd worden vooraleer men verder kan graven. Een diepwandfrees kan wel door deze harde lagen. De freeswielen die in tegengestelde richting roteren maken de grond los door middel van hun tanden. De losgemaakte grond wordt via een centrale zuigmond opgepompt.

Deze techniek heeft als voordeel dat in één continue graafgang tot de vereiste diepte kan gegraven worden. Dit leidt tot een hoge productiesnelheid, zolang de messen niet vastlopen in een obstakel zoals oude funderingspalen. Bovendien dient men er rekening mee te houden dat voor de eerste ca. 6m uitgraving een grijper noodzakelijk is [4].

Het nadeel van deze techniek wordt bepaald door de continue stroom van afgevoerde grond en bentonietsuspensie. Hiervoor is er een grote ontzandinginstallatie nodig. Bij klei- en veengronden neemt dit effect een nog belangrijke rol in. Het bentoniet van alle panelen wordt vervuild door de relatief fijngemalen gronddeeltjes. Doordat de deeltjes zo klein zijn, kunnen ze niet verwijderd worden uit het bentoniet waardoor al het bentoniet moet afgevoerd worden. Het gevolg hiervan is dat het verbruik en de afvoer van bentoniet toeneemt waardoor de keuze voor de diepwandfrees niet voor de hand liggend is bij klei- en veengronden [4].

4.3.1.3 Steunvloeistof

Tijdens het uitgraven wordt een steunvloeistof ingebracht in de sleuf om deze open te houden. De steunvloeistof die het meest wordt toegepast is een water-bentonietsuspensie. Het niveau van de steunvloeistof dient altijd 1 - 2 m hoger te liggen dan de grondwatertafel. Door het niveauverschil ontstaat er een stroming naar de grond toe. Dit leidt tot een afzetting van bentonietdeeltjes op de sleufwand en zo ontstaat er een weinig doorlatende deklaag aangezien bentoniet zich gedraagt zoals een kleiachtig materiaal [12].

Verder moet ervoor gezorgd worden dat het bentoniet tijdens het betonneren volledig verdrongen kan worden door het beton. De steunvloeistof wordt zwaarder en viskeuzer door de vermenging met gronddeeltjes tijdens het uitgraven van een paneel. Hierdoor vergroot het risico op menging met het beton in plaats van verdringing. De verdringing van het bentoniet door het beton is essentieel om zwakke insluitsels te vermijden. Het volumegewicht van het bentoniet wordt vooral bepaald door het zandgehalte. Er wordt geadviseerd een maximum zandgehalte aan te houden van 1 tot 4 massaprocent. De waarde van 1 % is alleen haalbaar bij volledige vervanging van het bentoniet door nieuw bentoniet [4].

Voor het ontzanden van het bentoniet zijn er twee methodes:

- regenereren,
- verversen.

Bij het regenereren wordt het met zand vervuilde bentoniet onderaan de sleuf opgepompt, om vervolgens ontdaan te worden van de zanddeeltjes door een ontzander. Het gezuiverde bentoniet wordt bovenaan terug in de sleuf gebracht [4].

Het bentoniet met het hoogste zandgehalte bevindt zich onderaan de sleuf omdat het volumegewicht toeneemt door de aanwezigheid van het zand. Door het meten van het zandgehalte van het afgepompte bentoniet of door het meten van het volumegewicht kan men vaststellen hoever de ontzanding gevorderd is. Zodra er voldaan wordt aan vooropgestelde eisen, kan de ontzanding beëindigd worden [4].

Bij het verversen wordt het bentoniet volledig vervangen door alsook onderaan de sleuf op te pompen en bovenaan in te brengen. Het verdient de aanbeveling om de pomp regelmatig te verplaatsen over de bodem tijdens het wegpompen van het bentoniet. Dit biedt de zekerheid dat al het bentoniet verwijderd wordt. Als resultaat verkrijgen we een vlakke bodem wat ten goede komt aan het draagvermogen en een verminderd risico op insluitsels [4].

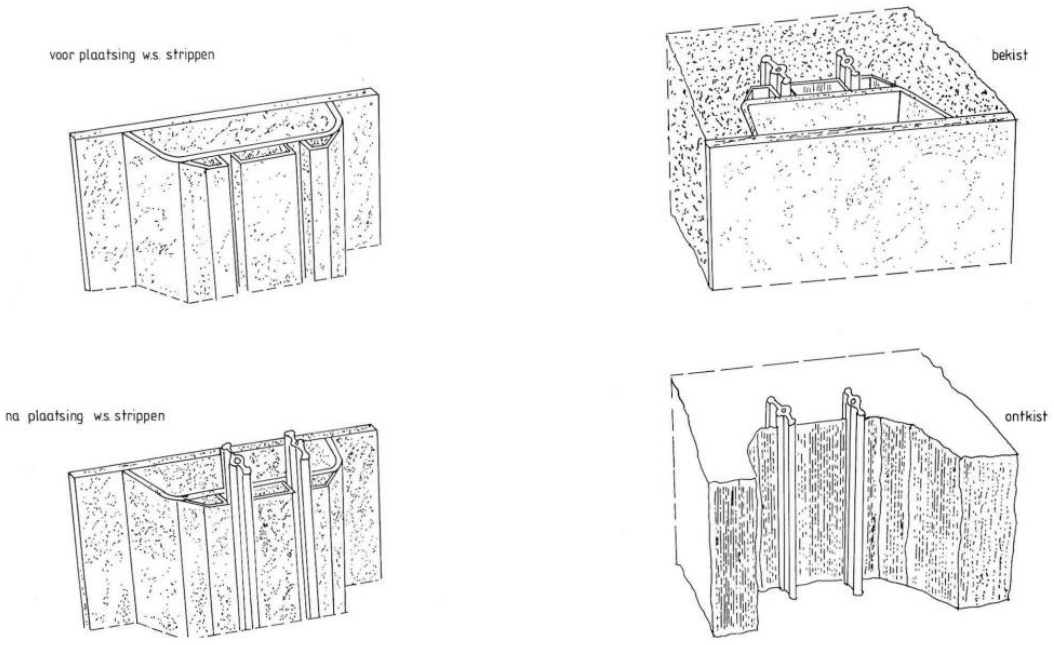
De laatste methode heeft enkele voordelen ten opzichte van het regenereren:

- zeer laag zandgehalte en volumegewicht,
- meer zekerheid over andere eigenschappen van het bentoniet,
- neemt minder tijd in beslag.

Het nadeel van verversen bestaat uit het verhoogde verbruik en afvoer van bentoniet.

4.3.1.4 Voegprofielen

Een veel voorkomende voegverbinding is de gepatenteerde CWS voeg ontwikkeld door Bachy. Bij dit systeem wordt een speciale voegplank aan beide uiteinden van het uitgegraven paneel geplaatst. Aan de binnenzijde is deze plank voorzien van een uitstulping waarin één of meerdere rubberen profielen aangebracht zijn. Vervolgens wordt de sleuf gebetonneerd. Zodra het beton uitgehard is en de volgende sleuf uitgegraven is, wordt de voegplank losgetrokken via hiervoor aangebrachte haken. Door het verwijderen van de voegplank blijven de rubberen profielen achter. Hierna kan de volgende sleuf gebetonneerd worden waardoor de voeg waterdicht wordt door de achterblijvende rubberen profielen [12].



Figuur 30: principe CWS voeg [31]

Deze techniek heeft als belangrijkste voordeel dat de ontkisting niet tijdsgebonden is. De voegplank blijft namelijk zitten tot de aangrenzende sleuf uitgegraven is. Bovendien dient dit profiel als geleiding voor de grijper en beschermt het de aanwezige rubberen profielen en het verse beton [31].

Zoals eerder werd aangehaald zullen de voegen altijd de zwakste schakel van de diepwand zijn. De waterdichtheid van een diepwand wordt genoemd als een van zijn voordelen en de voegen spelen hierbij een belangrijke rol.

Echter bestaan er verschillende graden van waterdichtheid. Men veronderstelt nog al te vaak dat een waterdicht geheel gelijkgesteld kan worden aan totaal geen waterinsijpeling. In de praktijk zijn er verschillende gradaties met betrekking tot de waterdichtheid van een diepwand. In het algemeen kunnen we stellen dat diepwanden nooit volledig waterdicht zijn. Vochtplekken en afdruppelend water zijn niet altijd te vermijden. Daarom is het belangrijk dat reeds op voorhand de gewenste waterdichtheidsklasse van de ruimte wordt vastgelegd eveneens de vereiste maatregelen om tot deze klasse te komen [30].

De onderstaande tabel geeft een indicatie van de mogelijke waterdichtheidsklassen.

Tabel 7: classificering lekwater [4]

Klasse	Omschrijving	Kwantificering waterremmendheid	Functionaliteit
1	Geheel droog	-	Opslag bijzondere goederen
2	Relatief droog	Tot 1 ‰ van het zichtvlak zijn vochtplekken acceptabel, watersporen tot 0,2 m	Ruimten voor publiek gebruik, opslagruimten
3	Licht vochtig	Tot 1 ‰ van het zichtvlak zijn vochtplekken acceptabel. Enkele waterspo-ren toegestaan	Garages, infrastructurele werken
4	Vochtig	Maximale lekkage per plek of per m voeg 0,2 l/u, en de gemiddelde per m² wand 0,01l/u.	Garages, infrastructurele werken met extra maatregelen
5	Nat	Maximale lekkage per plek of per m voeg 2l/u, en de gemiddelde per m² wand 1 l/u.	

Studies wijzen uit dat in de praktijk klasse 4 en 5 de enige praktisch haalbare mogelijkheden zijn bij een heersende waterdruk van ongeveer 10m en bij aanwezigheid van goed doorlatende grondlagen achter de wand. Indien de heersende waterdruk verhoogt tot 15m zal enkel klasse 5 haalbaar zijn. Bij geringere drukken is het mogelijk om klasse 3 of 2 te halen [4, 30].

Enkele maatregelen die getroffen kunnen worden om de gewenste waterdichtheidsklasse te bekomen bestaan uit:

- het toepassen van een aangepaste betonkwaliteit;
- het voorzien van een afwateringssysteem, al dan niet in combinatie met een voorzetwand;
- het voorzien van een onafhankelijke secundaire vloeistofdichte barrière.

Hieruit blijkt dat er zo vroeg mogelijk moet rekening gehouden worden met de gewenste waterdichtheidsklasse zodat de wand hiervoor gedimensioneerd kan worden. Geadviseerd wordt om eerst de waterdichtheidsklasse te kiezen. Hieruit volgt dan het betontype nodig voor de dimensionering van de wand [32].

4.3.1.5 Inbrengen wapening

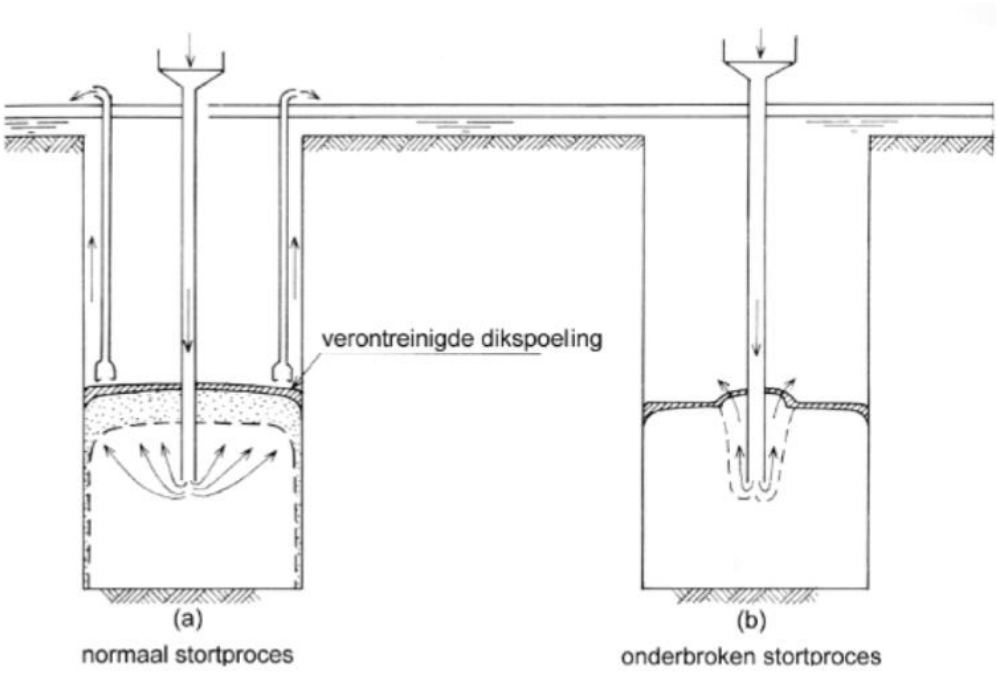
Na het plaatsen van de voegprofielen kan de wapening ingebracht worden. Vanwege de grootte van een paneel zullen de wapeningskorven bijna altijd reeds geprefabriceerd zijn. Het aspect transport speelt hier een belangrijke rol. Immers moet het mogelijk zijn om de wapeningskorf ter plaatse te krijgen. Dus soms zal de wapeningskorf in verschillende delen aangeleverd worden.

Bij de dimensionering van de wapening speelt de doorstroombaarheid een zeer grote rol. Het aanwezig bentoniet moet immers verdrongen kunnen worden door het beton. Verder wordt de dekking niet alleen bepaald door de duurzaamheidseisen, maar ook door de doorstroombaarheid. Dit leidt tot veel grotere dekkingen dan bij klassiek beton. Aangezien er voldoende ruimte moet zijn voor de doorstroming van het beton. Met als gevolg dat te hoge wapeningspercentages niet wenselijk zijn en er extra aandacht moet geschonken worden aan de maaswijdte. Hierbij komt ook nog dat het geheel voldoende stijf moet zijn zodat het niet vervormt tijdens het inbrengen.

4.3.1.6 Betonneren

Zodra de wapeningskorven en de voegprofielen geplaatst zijn, kan men beginnen met het betonneren. Hiervoor gebruikt men plunjerbuizen.

De plunjerbuizen moeten voldoende diep in het paneel aangebracht worden opdat het beton niet kan ontmengen door een te grote storthoogte. Verder verdient het de aanbeveling dat het beton voldoende vloeibaar is, liefst klasse S4. Een voldoende vloeibaar beton bevordert de verdringing van het bentoniet. Het is ook aan te raden om een continue aanvoer van beton te voorzien zodat de wand in één geheel kan gestort worden. Het hernemen van een betonstort leidt namelijk tot enkele problemen zoals aangetoond in de volgende figuur.



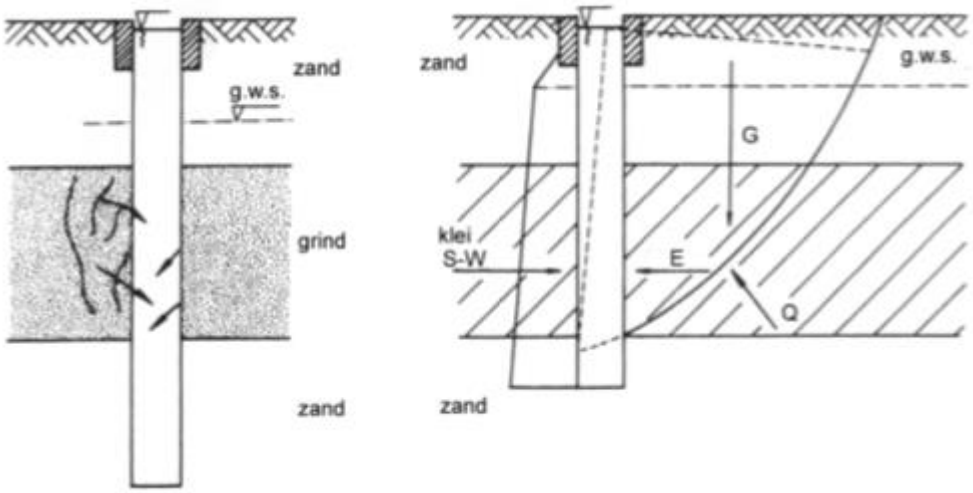
Figuur 31: betonneren met onderbroken betonstort [5]

Bij het hernemen van een betonstort zal de bovenste laag beton vervuild zijn met het bentoniet. Dit leidt tot bentonietinsluitsels en is zeker niet wenselijk voor de waterdichtheid en stabiliteit van het geheel. De bovenste laag beton zal dus omhoog gedrukt moeten worden door het inbrengen van de plunjerbuis in het reeds gestorte beton.

4.3.2 Sleufstabiliteit

Een open sleuf zal zonder bijkomende maatregelen instorten. Om dit te voorkomen wordt er een steunvloeistof gebruikt.

Voor de sleufstabiliteit moet er een onderscheid gemaakt worden tussen de micro- en de macrostabiliteit. Individuele korrels ter hoogte van de sleuf verliezen hun evenwicht en vallen in de sleuf bij het falen van de microstabiliteit. De grondwig schuift in zijn geheel af bij verlies van macrostabiliteit. Onderstaande figuur geeft een verduidelijkend beeld hiervan [4].



Figuur 32: mechanismen van sleufstabiliteit [4]

Voor de macrostabiliteit is vooral het hoogteverschil tussen het bentoniet en de grondwatertafel maatgevend. Daarom wordt er geadviseerd om altijd aan een minimaal hoogteverschil van 2 m te voldoen. Indien hier niet aan voldaan wordt, zal de gehele grondwig afschuiven zoals aangegeven in voorgaande figuur.

4.3.2.1 Microstabiliteit

Het bentoniet zal ervoor zorgen dat de grondkorrels niet in de sleuf vallen door zijn schuifsterkte. Door de interactie tussen het bentoniet en de grondkorrels ontstaat er een rigide geheel. De zwichtspanning τ_f of de vloeigrens van de steunvloeistof in rust moet voldoen aan een bepaalde eis, namelijk:

$$\tau_f \geq \frac{d_{10} * \gamma'}{\tan \varphi} \tag{4.11}$$

Hierin zijn:

d_{10} 10 % fractie conform korrelverdeling van het materiaal, voor grofkorrelig materiaal $d_{10} >$ 0,2 mm

γ' effectief volumegewicht

φ hoek van inwendige wrijving

Deze parameters moeten per laag bepaald worden.

Microstabiliteit is vooral belangrijk bij grofkorrelige materialen zoals grind en bij niet-cohesieve gronden.

4.3.3 Toepassing

Wanneer de beschoeiing grond- en waterkerend moet zijn, lijkt de keuze voor een diepwand voor de hand liggend. Echter zijn er verschillende gradaties van waterdichtheid. Een diepwand zal dus nooit 100 % waterdicht zijn zoals reeds werd aangehaald in deel 4.3.1.4. Deze bedenking moet steeds geformuleerd worden indien het gaat over de waterkerende functie van een diepwand of een andere beschoeiingstechniek. Verder kan deze wand ook grote buigmomenten en verticale lasten opnemen wat een bijkomend voordeel is.

4.3.3.1 Voor- en nadelen

De uitvoering van een diepwand is trillingsarm wat ertoe leidt dat deze beschoeiing in de onmiddellijke nabijheid van bestaande constructies toepasbaar is. Verder is er ook een lage geluidsbelasting wat ten goede komt aan de invloed op de omgeving. Een diepwand is ook een stijve constructie, waardoor er grote verticale lasten en buigmomenten kunnen opgenomen worden. Bovendien kan de wand als definitieve wand gebruikt worden, al dan niet in combinatie met een voorzetwand lettend op de gewenste waterdichtheid.

Echter is er veel ruimte nodig voor de nodige installaties zoals een bentoniet centrale en het rollend materieel. Dit in combinatie met de hoge vaste kosten voor het materieel zorgt ervoor dat een diepwand vanuit economische aspecten alleen bruikbaar is voor grote werven met een regelmatige bouwput. Verder zijn er de mogelijke problemen in harde lagen bij het gebruik van een grijper.

4.3.4 Aandachtspunten

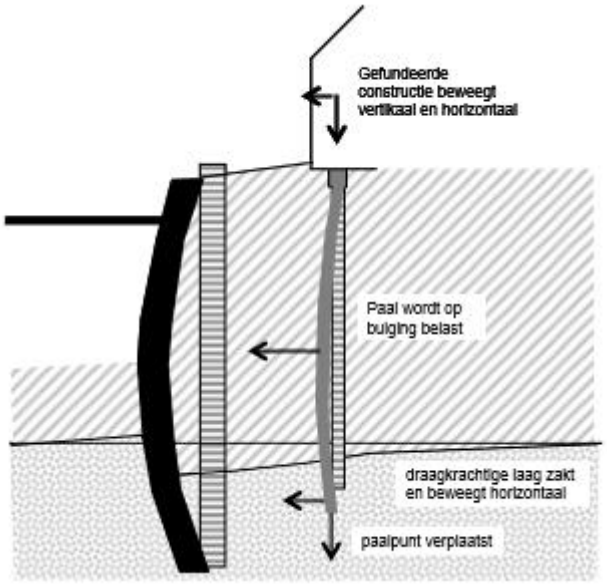
Omdat er gewerkt wordt met verticaal uitgegraven panelen die elk op hun beurt gewapend worden met een wapeningskorf is er geen doorlopende horizontale wapening. Daarom is het essentieel dat er bovenaan een verdeelbalk voorziet wordt voor het spreiden van de belastingen. Indien er ankers voorzien worden, moet de verdeelbalk eveneens voorzien worden. Immers nemen de ankers enkel de horizontale gronddrukken op en staan zij niet in voor de verticale lasten.

De verbinding van verschillende panelen geschiedt door het gebruik van voegprofielen. Om de waterdichtheid van de wand te verzekeren wordt er gebruik gemaakt van speciale waterstopstrips die geïntegreerd worden in het voegprofiel.

4.3.4.1 Uitbuigen van diepwanden

Indien er zich bestaande structuren in de omgeving van de uit te voeren diepwand bevinden, dan zal de invloed hierop niet te verwaarlozen zijn. Het is belangrijk om deze invloeden te erkennen om er rekening mee te kunnen houden.

Fundering op palen worden veelal op dezelfde diepte gefundeerd als de diepwand. Het gevolg hiervan is dat het horizontaal en het verticaal evenwicht van de bestaande fundering zal beïnvloed worden. De volgende figuur geeft een indicatie van de mogelijke problemen.



Figuur 33: gevolg van uitbuiging van een diepwand op achtergelegen paalfundering [4]

Voor het berekenen van de invloed van de bijkomende krachten en momenten verwijzen we naar de publicatie 166 van CUR [33].

4.3.4.2 Wapening

De staafafstand moet groot genoeg zijn opdat het verse beton in een voldoende mate horizontaal kan stromen in de wapeningskorf voor het verkrijgen van een voldoende dekking.

Onderstaande afbeelding illustreert wat er gebeurt indien de staafafstand te klein wordt genomen.

Figuur 34: onvoldoende staafafstand [4]

Wat een voldoende dekking concreet inhoudt, wordt verduidelijkt door enkele normen. De absolute minimumdekking bedraagt 75 mm [34] en wordt in de volgende omstandigheden verhoogt tot 100 mm [4, 35]:

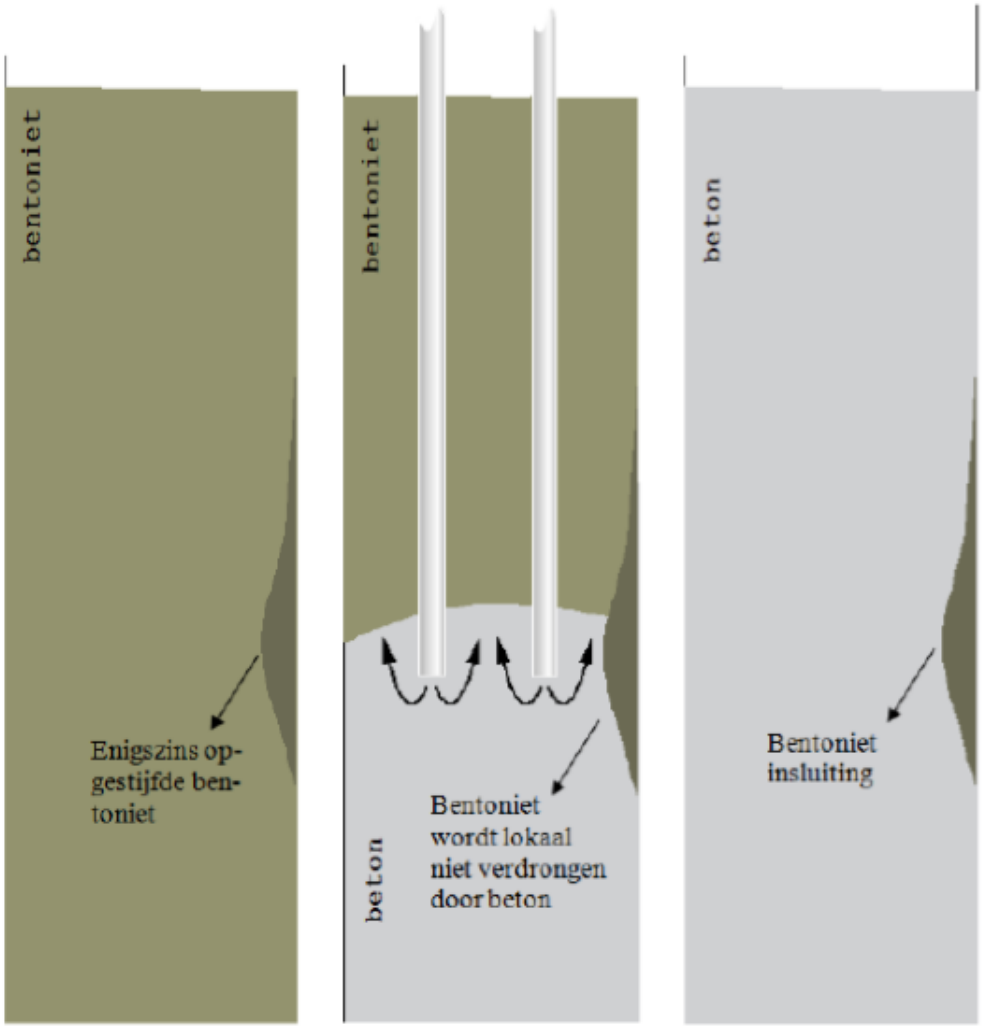
- indien de zwichtspanning van het bentoniet > 30 Pa voor definitieve constructies;
- indien sprake is van slappe klei of veenlagen.

Voor het zo goed mogelijk kunnen garanderen van de minimale dekking worden afstandhouders gebruikt in de vorm van diepwandrollen of diepwandbroodjes. De rollen hebben als nadeel dat ze door hun geringe contactoppervlak redelijk snel in de grond zullen gedrukt worden. Dit heeft als gevolg dat de gewenste dekking niet zal bereikt worden. De broodjes hebben een veel groter contactoppervlak en hebben dus veel minder last hiervan en verdienen dus de voorkeur [4].

Figuur 35: afstandshouders diepwanden [4]

4.3.4.3 Bentonietinsluitsels

Het gebruik van bentoniet moet met de nodige kennis inzake gebeuren. De mogelijkheid bestaat namelijk dat er bentoniet insluitsels ontstaan zoals geïllustreerd door de onderstaande figuur.



Figuur 36: vorming van bentonietinsluitsels [5]

Een lokale ophoping van het bentoniet zal leiden tot een insluitsel. Dit verhard materiaal zal niet verdrongen worden door het beton wat kan leiden tot enkele problemen zoals:

- blootliggende wapening,
- een lokale verzwakking van de wand,
- waterinsijpeling,
- gronduitspoeling.

Het is uitermate belangrijk dat deze zone zo snel mogelijk hersteld wordt door middel van injecties. Het gevolg van waterinsijpeling is onder andere het beïnvloeden van de grondwatertafel in de omgeving, het uitspoelen van de grond et cetera. Een klein lek zal snel evolueren tot een groter lek wat ertoe kan leiden tot de gehele bouwput onder water komt te staan. Door het uitspoelen van de grond zal de omgeving beïnvloed worden door de

veranderende grondsamenstelling. Dit uit zich in schade aan omringende structuren door bijkomende zettingen.

4.3.5 Conclusie

Een diepwand is een in de grond gevormde continue betonnen wand. De realisatie ervan gebeurt in panelen met een breedte die afhankelijk is van de breedte van de grijper. De stabiliteit wordt gegarandeerd door het gebruik van een steunvloeistof, namelijk bentoniet.

Voor het uitvoeren van een diepwand worden eerst geleidebalken voorzien. Vervolgens wordt het paneel uitgegraven en wordt dit gevuld met bentoniet. Afhankelijk van het type paneel wordt nog een keer of twee gegraven om het uiteindelijk paneel te verkrijgen. Daarna wordt het paneel ontzand om vervolgens uitgerust te worden met de wapeningskorven en tijdelijke voegprofielen. Tijdens het betonneren wordt het aanwezig bentoniet verdrongen door het beton en afgevoerd. Uiteindelijk wordt het voegprofiel herwonnen en wordt er een waterdicht geheel afgeleverd door de waterstopstrip die blijft zitten.

Het grote voordeel van diepwanden is dat ze zowel grondkerend als waterkerend zijn. Bovendien kan de wand als definitieve wand gebruikt worden, al dan niet in combinatie met een voorzetwand lettend op de gewenste waterdichtheid. De trillingsarme en geluidsvrije uitvoering leidt er toe dat deze beschoeiing in de onmiddellijke nabijheid van bestaande constructies toepasbaar is. Echter is er veel ruimte nodig voor de installaties en het rollend materieel. Vanuit een economisch standpunt is een diepwand alleen toepasbaar bij grote werven met een regelmatige bouwput.

Tot slot mag men de invloed op de omgeving niet uit het oog verliezen. Een diepwand is in principe een beschoeiingstechniek zonder stempels of ankers. In de praktijk zijn de wandverplaatsingen maatgevend en zullen er dus voorzieningen moeten getroffen worden om deze tegen te gaan.

4.4 Berlinerwand

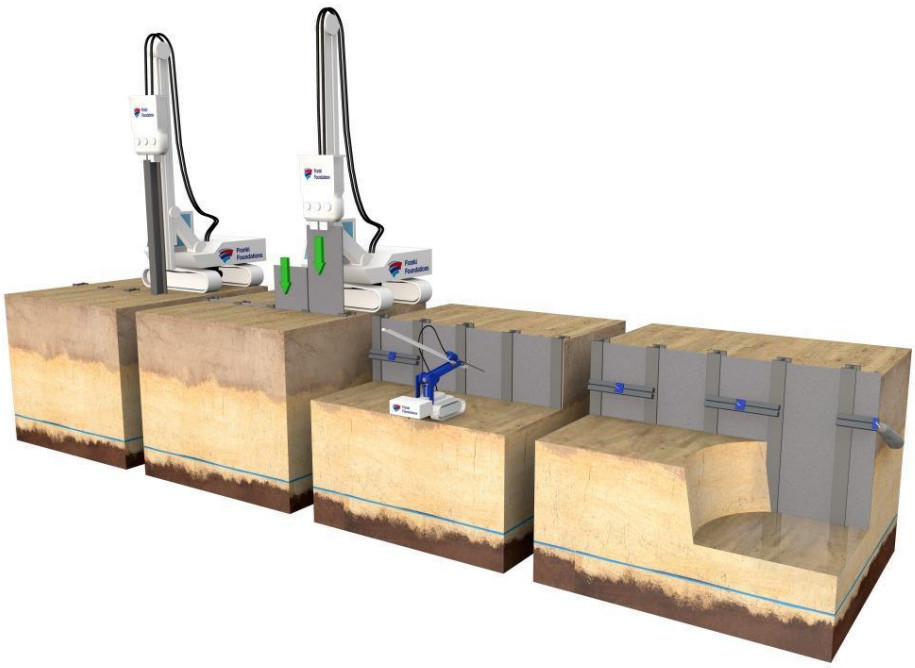
Een berlinerwand of Berlijnse wand is een beschoeiingstechniek die enkel grondkerend is. Profielen worden op regelmatige afstand verticaal in de grond gebracht via verschillende technieken zoals trillen, heien of boren. De ruimte tussen de profielen vormt de eigenlijke beschoeiing en bestaat veelal uit houten balken, geprefabriceerde betonplaten of staalplaten. Door de interactie tussen de beschoeiing, de profielen en de grond zal de achterliggende grond gekeerd worden.

Verder is het af te raden om deze techniek langs bestaande constructies te gebruiken omdat de invloed op de omgeving groot is. Het inbrengen van de profielen veroorzaakt trillingen die nefast kunnen zijn voor de omgeving indien de naburige structuren gefundeerd zijn op zand. De krachtswerking van het geheel is bovendien gebaseerd op de passieve weerstand van de grond. Deze kan enkel gemobiliseerd worden door verplaatsingen wat opnieuw invloed heeft op de omgeving.

Echter heeft deze beschoeiingstechniek ook voordelen. Het is een goedkope en flexibele oplossing. Indien er geen ruimte is voor een talud kan er geopteerd worden voor een damwand of een berlinerwand. Een damwand is aanzienlijk duurder en veel minder flexibel wat betreft de maatvoering. Een berlinerwand kan eenvoudig aangepast worden aan de omstandigheden en de situatie van de bouwput. Kortom, de flexibiliteit is een groot voordeel in vergelijking met continue beschoeiingen zoals damwanden.

4.4.1 Uitvoering

De uitvoering van een berlinerwand zal eerst algemeen besproken volgens onderstaande figuur. Vervolgens wordt er dieper ingegaan op de verschillende types.



Figuur 37: uitvoering berlinerwand [36]

In een eerste fase worden de profielen verticaal gepositioneerd en in de grond gebracht. De hiervoor gebruikte technieken bestaan onder andere uit het heien, het trillen of het plaatsen in een vooraf gemaakt boorgat.

Vervolgens wordt na het bereiken van de aanzetdiepte de beschoeiing geplaatst. Hier kan een onderscheid gemaakt tussen wanneer de beschoeiing geplaatst wordt: voor het uitgraven van de bouwput of tijdens. Dit onderscheid is belangrijk omdat het gevolgen heeft voor het verder verloop van de uitvoering.

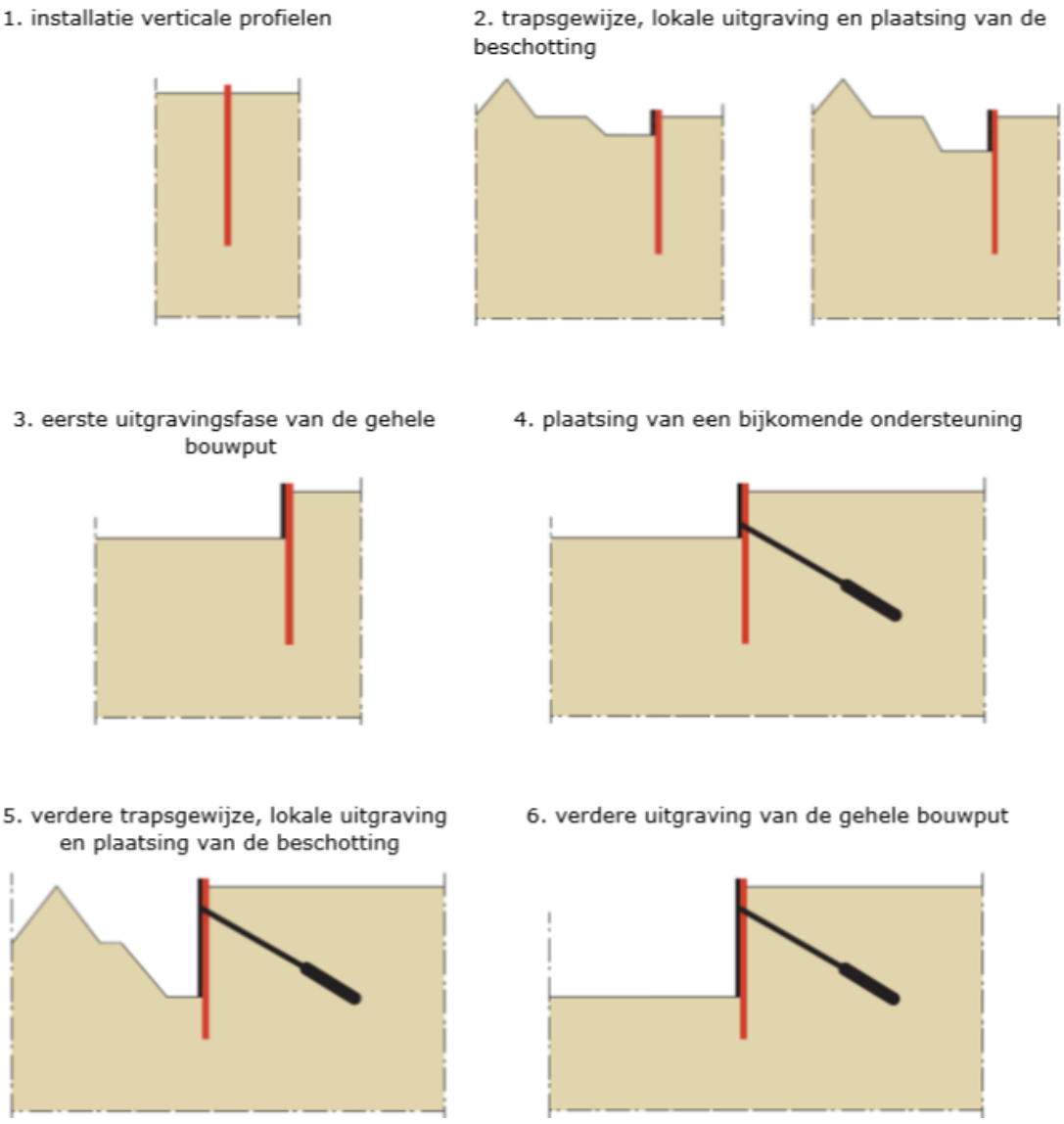
4.4.1.1 Beschoeiing aanbrengen tijdens de uitgraving

Een Berlijnse wand is een beschoeiing die bestaat uit verticale profielen die geplaatst worden voor de start van de uitgraving. De beschoeiing wordt aangebracht tijdens het lokaal uitgraven. Het is belangrijk om dit te realiseren in lagen met telkens een beperkte hoogte omdat de grond tijdelijk niet ondersteund wordt. Bij sommige grondtypes is dit niet toepasbaar vanwege een te lage cohesie.

De beschoeiing is essentieel voor de krachtswerking van de wand. De belasting van de grond grijpt aan op de beschoeiing en wordt via de gewelfwerking van de grond overgebracht op de profielen. Op hun beurt brengen de profielen de belastingen over naar de draagkrachtige laag. Het compenseren van de belasting van de grond geschiedt door de passieve weerstand van de grond.

Echter zijn horizontale verplaatsingen bovenaan de wand essentieel voor het mobiliseren van de passieve weerstand onderaan. Dit is niet wenselijk in de buurt van belendingen. Dus er zijn bijkomende voorzieningen nodig zoals stempels of grondankers.

Voor het beschrijven van de uitvoering van dit type zal de volgende figuur gebruikt worden.



Figuur 38: overzicht uitvoering type 1 [37]

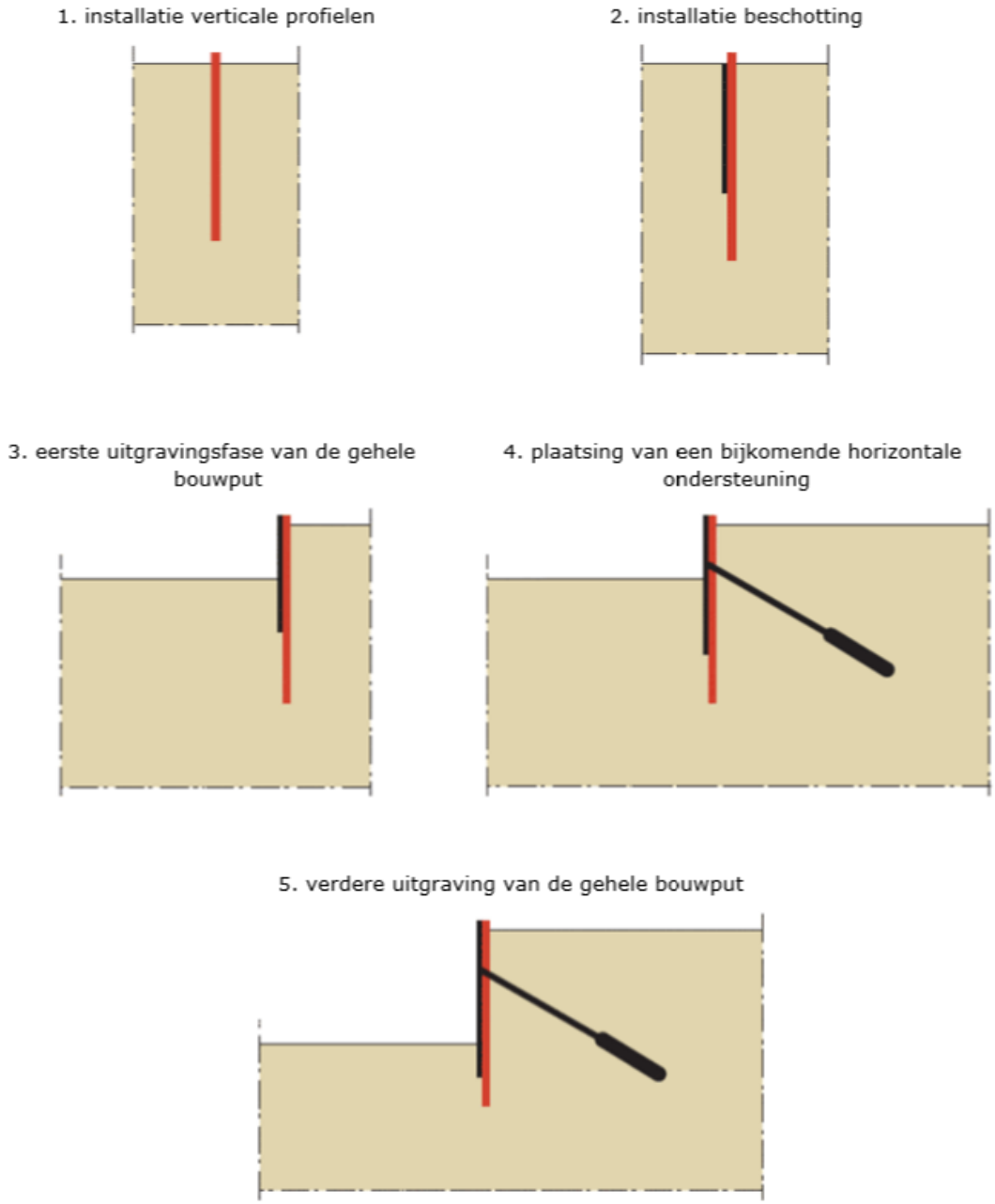
In de eerste fase worden de verticale profielen in de grond gebracht door intrillen, heien of door het plaatsen in een voorgeboord boorgat. Deze laatste techniek wordt vooral toegepast in harde lagen of bij aanwezigheid van obstakels. Het boorgat moet na het plaatsen van het profiel wel opgevuld worden. Hierbij kan men de bedenking maken dat het profiel na opvulling met beton niet meer te recupereren is wat zijn invloed heeft op het economisch aspect [37].

Vervolgens wordt de beschoeiing geplaatst tijdens een lokale uitgraving waarbij er extra aandacht moet geschonken worden aan de inklemming van de beschoeiing tussen de profielen. Indien nodig wordt er gebruik gemaakt van spieën om de beschoeiing vast te zetten. Immers moet voorkomen worden dat de grond achter de beschoeiing meer geroerd wordt dan nodig is om bijkomende zettingen te vermijden [37].

In de derde fase wordt de gehele bouwput uitgegraven tot het niveau van de reeds geplaatste beschoeiing. Indien nodig wordt er een horizontale ondersteuning voorzien.

4.4.1.2 Beschoeiingen aanbrengen voor de uitgraving

Voor het beschrijven van de uitvoering van dit type zal de onderstaande figuur gebruikt worden.



Figuur 39: overzicht uitvoering type 2 [38]

In de eerste fase worden de verticale profielen in de grond gebracht door intrillen, heien of door het plaatsen in een voorgeboord boorgat.

Vervolgens worden de staalplaten tot minstens 20 cm onder het uitgravingspeil ingetrild. De staalplaten worden ingetrild tegen de flens aan de binnen of buitenzijde van de bouwput [38].

Hierna wordt de volledige bouwput uitgegraven tot het installatieniveau van een eventuele horizontale ondersteuning. Indien nodig wordt de ondersteuning aangebracht.

4.4.2 Stabiliteit

Zoals reeds aangehaald werd in de inleiding is de krachtswerking bij een Berlijnse wand afhankelijk van de passieve weerstand van de grond, de gewelfwerking en eventuele horizontale voorzieningen. Deze voorzieningen zijn reeds toegelicht in het deel horizontale ondersteuning.

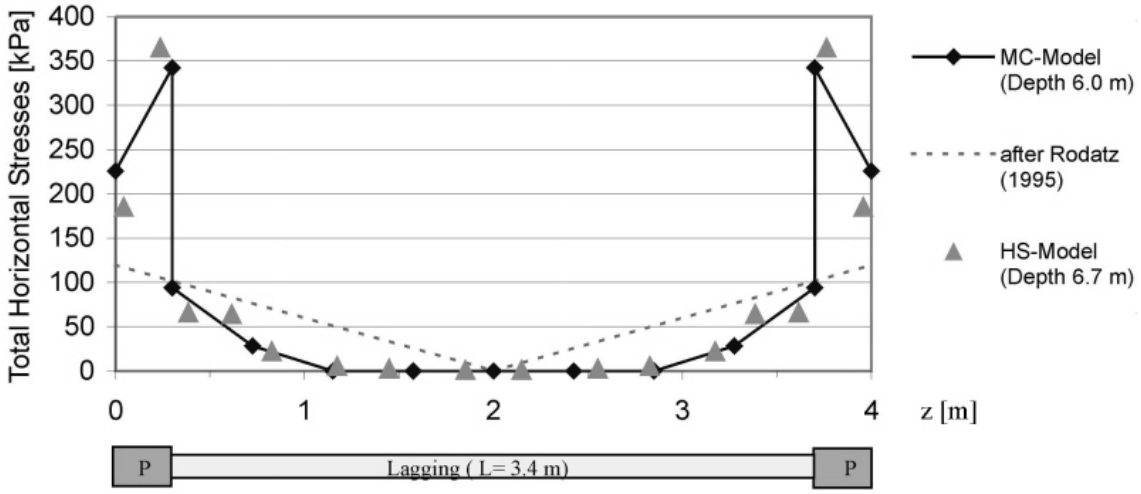
4.4.2.1 Gewelfwerking van de grond

Zodra er een verschil is tussen de stijfheid van de ingebrachte structuur en de grond dan zal het geheel met de grootste stijfheid de belasting naar zich toe trekken. Dus indien het stalen profiel stijver is dan de grond, dan zal er gewelfwerking plaatsvinden. De belasting van de grond wordt overgedragen op het ingebrachte profiel. De stijfheid van de grond in de buurt van het profiel zal verhogen door het inbrengen van het profiel. Terwijl de stijfheid van de grond iets verder nauwelijks zal veranderen [39].

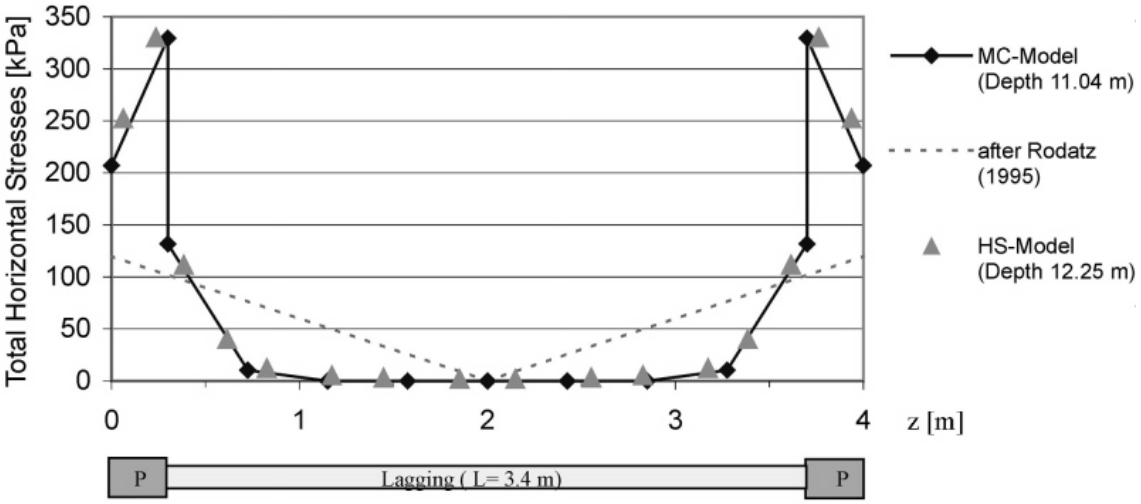
Om dit fenomeen te kunnen staven is er onderzoek [40] verricht bij het bouwen van een tunnel in Keulen, Duitsland. Er werd gekozen voor een 16m diepe uitgraving met als beschoeiing een berlinerwand. De profielen werden geplaatst in vooraf gemaakte boorgaten die opgevuld werden met beton voor een optimale hechting met de grond. Daarna is er onderzoek verricht naar het voorkomen van gewelfwerking. Hiervoor werden zowel in situ proeven als analyses met modellen uitgevoerd.

Figuur 40: de bouwput [40]

Een eerste resultaat wordt getoond in de volgende figuren.



Figuur 41: horizontale spanningsverdeling bij een diepte van 6 tot 6,7 m [40]



Figuur 42: horizontale spanningsverdeling bij een diepte van 11,04 tot 12,25 m [40]

Voor beide resultaten te bekomen werd gebruik gemaakt van een model dat het gedrag van de grond simuleert, namelijk PLAXIS 2D/3D. Zowel het *hardening soil model* als het Mohr-Coulomb model worden hierin toegepast. Het is duidelijk dat beide modellen een overeenstemmend beeld geven van de spanningsverdeling. De spanningsconcentraties ter hoogte van de profielen stemmen overeen met de verwachtingen inzake gewelfwerking. Bovendien verminderen de spanningen naar het midden toe. Dit alles duidt erop dat er wel degelijk gewelfwerking optreedt in de grond [40].

Er moet wel verduidelijkt worden dat dit onderzoek heeft plaatsgevonden in een grondtype met een behoorlijke stijfheid. Bovendien is er extra aandacht geschonken aan de interactie tussen de profielen en de grond wat in de praktijk niet altijd zal voorkomen [40].

4.4.2.2 Passieve weerstand

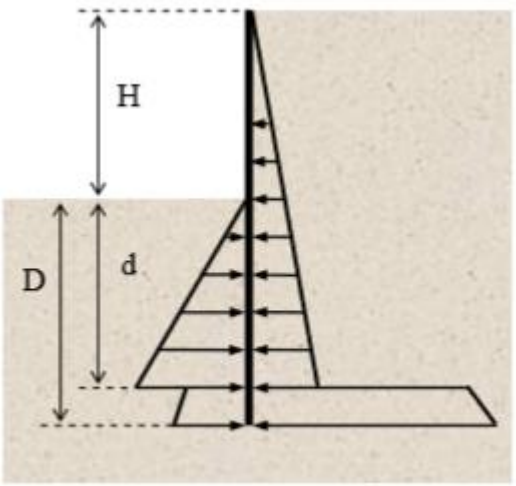
Voor inzicht te verkrijgen in de passieve weerstand moeten eerste enkele begrippen toegelicht worden.

De effectieve horizontale gronddruk σ'_h wordt gedefinieerd door:

$$\sigma'_h = K * \int \gamma' \, dz \tag{4.12}$$

Hierin is K een gronddrukcoëfficiënt die afhankelijk is van de betreffende situatie: neutrale, actieve of passieve gronddruk. Verder wordt in deze formule de cohesie verwaarloosd wat bijdraagt tot extra veiligheid. Indien er grond verwijderd wordt, zal er afhankelijk van het al dan niet belasten van de constructie, zich een actieve en/of passieve gronddruk manifesteren. Bij actieve gronddruk zal de grond de wand wegduwen waardoor er actieve grondbreuk kan optreden. Bij passieve gronddruk duwt de wand tegen de grond waardoor er passieve grondbreuk kan optreden. De passieve gronddruk is de maximale druk die de grond kan ontwikkelen tegen een grondkering. Voor het mobiliseren van deze gronddrukken zijn verplaatsingen essentieel.

Toegepast op wanden leidt dit er toe dat de wand een bepaalde diepte of steek D nodig heeft voor het voorzien van een voldoende passieve gronddruk zodat het geheel stabiel blijft. De wand zal in feite roteren rond een bepaald punt op een afstand d wat leidt tot verplaatsingen bovenaan waardoor de passieve weerstand gemobiliseerd zal worden. Onderstaande figuur geeft een illustratie van de drukken uitgeoefend door de grond.



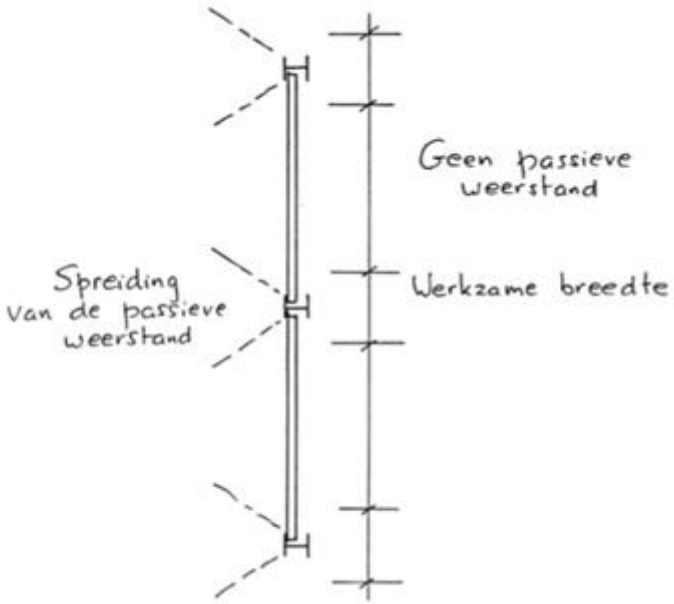
Figuur 43: drukken uitgeoefend door de grond op een vrijstaande wand [2]

Indien de wand bovenaan horizontaal verplaatst en dus roteert rond het punt op een diepte d, dan zal de grond rechtsboven duwen tegen de wand (actieve situatie) terwijl de wand linksboven tegen de grond zal duwen (passieve situatie). Ter hoogte van het rotatiecentrum zal deze situatie zich omkeren: rechtsonder duwt de wand tegen de grond en linksonder duwt de grond tegen de wand. Aangezien de passieve gronddruk de maximale druk is die de grond kan

ontwikkelen tegen de grondkering, zal deze groter zijn dan de actieve gronddruk. Dit verklaart de overdreven sprong in de figuur. Bovendien blijkt uit de figuur dat hoe groter de steek is, hoe groter de passieve weerstand zal zijn [2].

Uit berekeningen blijkt dat de nodige steek veelal groter is dan de hoogte van de wand wat vanuit een economisch en praktisch standpunt niet wenselijk is. Zoals in een eerder deel al werd aangetoond, zal de oplossing liggen in het voorzien van horizontale ondersteuningen waardoor de nodige steek veel kleiner wordt [2].

Verder moet men bij het bepalen van de passieve weerstand ermee rekening houden dat enkel het profiel weerstand kan leveren. Bovendien zijn deze profielen beperkt in breedte. Via een eerste benadering kan de passieve gronddruk in rekening gebracht worden over een breedte gelijk aan 3x de flensbreedte van het profiel. Voor een betere benadering wordt verwezen naar de Duitse norm DIN 4126 [12, 35].

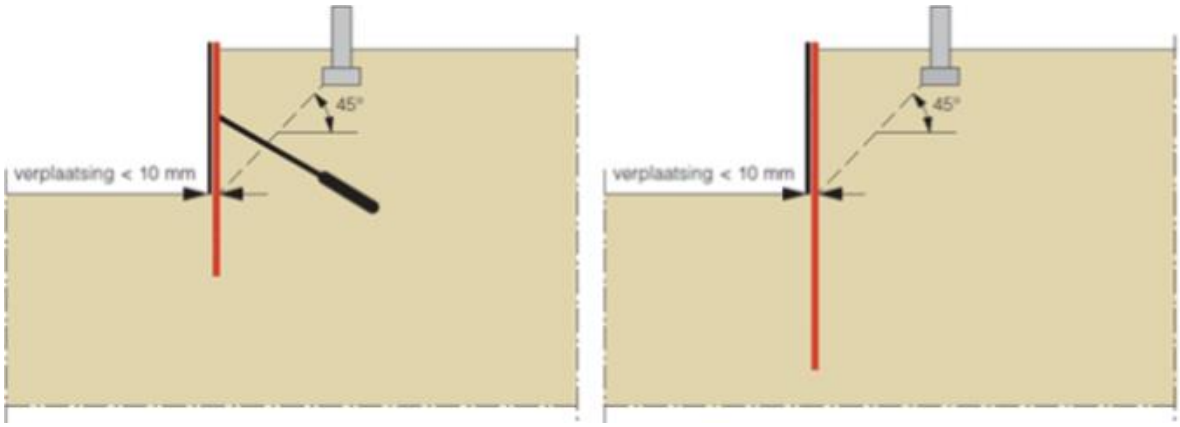


Figuur 44: passieve weerstand [12]

4.4.3 Toepassing

Een berlinerwand kan als beschoeiing gebruikt worden indien er zich geen grondwater in het gabarit bevindt. De wand is enkel grondkerend en is niet ontworpen voor het opnemen van verticale druk- of trekbelastingen. Deze beschoeiing wordt veelal gebruikt bij tijdelijke bouwputten en uitgravingen tot een diepte van 8 m.

Ze is in principe niet toepasbaar in de buurt van ondiepe funderingen of zettingsgevoelige constructies door de grote vervormingen en verplaatsingen die zullen optreden, zelfs indien er horizontale voorzieningen getroffen worden. Daarom is het aan te bevelen om ten minste een minimale afstand te respecteren onder een hoek van 45° van de aanzet van de bestaande fundering bij een horizontale verplaatsing die beperkt is tot 10 mm [37].



Figuur 45: minimale afstand bestaande fundering en wand [37]

In de praktijk wordt hier nog al te vaak tegen gezondigd omdat de berlinerwand een goedkope techniek blijft. Uiteindelijk kan men zich de vraag stellen wie verantwoordelijk is voor de geleden schade achteraf.

Autostabiele Berlijnse wanden zonder horizontale ondersteuning zoals ankers en stempels worden alleen gebruikt indien er geen eisen worden gesteld aan de horizontale verplaatsingen van de wand, dus bijvoorbeeld niet in de buurt van belendingen.

4.4.3.1 Voor- en nadelen

Het betreft een zeer economische beschoeiingstechniek. De wand is zeer snel aanpasbaar aan de situatie van de bouwput wat leidt tot een zekere flexibiliteit. Verder is het materiaal herbruikbaar en geldt er een redelijk korte uitvoeringstermijn afhankelijk van het gekozen type beschoeiing. Dus vanuit een economisch standpunt verdient deze techniek zeker aanbeveling over andere duurdere technieken [41].

Echter is de techniek niet toepasbaar langs zettingsgevoelige constructies of ondiepe funderingen door de grote horizontale verplaatsingen en vervormingen van het geheel door de lage stijfheid.

Bovendien leidt het inbrengen van de profielen tot trillingen en geluidsoverlast. De trillingen kunnen nefast zijn voor de omgeving in bepaalde types gronden. Een oplossing hiervoor bestaat in het toepassen van vooraf gemaakte boorgaten wat zijn invloed zal hebben op de kostprijs en het recupereren van de profielen. Tevens worden er trillingen geproduceerd bij het verwijderen van de berlinerwand omdat deze uit de grond getrild moet worden.

4.4.4 Aandachtspunten

Een eerste aandachtpunt bestaat uit de horizontale verplaatsingen bovenaan de wand. De te verwachten verplaatsingen zijn groot, zelfs met bijkomende horizontale ondersteuning. Verplaatsingen die groter zijn dan 20 mm zijn geen uitzondering, maar eerder een referentie [37].

Voor het berekenen van de stabiliteit van de beschoeiing kan men gebruik maken van de gewelfwerking in de grond. Dit gunstig effect zorgt ervoor dat de nodige dimensies verkleinen.

Zodra de berlinerwand niet meer nodig is voor de stabiliteit van de bouwput kan ze gerecupereerd worden door het uittrillen op hoge frequentie. De holten moeten nadien opgevuld worden.

De horizontale ondersteuning wordt altijd aangebracht met gordingen. De gordingen zorgen voor de overdracht van de reactiekrachten van de horizontale ondersteuning naar de profielen.

Tot slot is het wenselijk dat de Berlijnse wand zo kort mogelijk fungeert als grondkering. Dit om de invloed op de omgeving te beperken.

4.4.5 Conclusie

Een berlinerwand of Berlijnse wand is een beschoeiing die bestaat uit verticale profielen die op een regelmatige afstand geplaatst worden voor de uitgraving. Vervolgens wordt de beschoeiing aangebracht. Deze bestaat veelal uit houten balken, geprefabriceerde betonplaten of staalplaten. Afhankelijk van wanneer de beschoeiing aangebracht wordt, wordt een ander type gebruikt. Bij het aanbrengen tijdens de uitgraving gebruikt men houten balken of geprefabriceerde betonplaten. Terwijl staalplaten gebruikt worden indien de beschoeiing vooraf aan de uitgraving van de bouwput aangebracht wordt. Dit onderscheid is belangrijk omdat bij het aanbrengen tijdens de uitgraving er een zekere cohesie aanwezig moet zijn opdat de grond niet zal afschuiven.

Verder is het af te raden om deze techniek langs bestaande constructies te gebruiken omdat de invloed op de omgeving groot is. De grote horizontale verplaatsingen, de vervormingen en de trillingen hebben allemaal een nefaste invloed op de omgeving. Er zijn oplossingen om de hinder te beperken, maar deze dragen bij tot het stijgen van het kostenplaatje en moeten dusdanig grondig bekeken worden. Men zou zich de vraag kunnen stellen of andere beschoeiingstechnieken dan niet een betere optie zijn.

Bovendien mag er zich geen grondwater bevinden in het gabarit omdat de wand zeker niet waterkerend is door zijn opbouw. De beschoeiingselementen worden tussen de profielen geklemd of getrild wat leidt tot enorm veel mogelijkheden tot lekkages in de vorm van voegen. Daarom wordt het aanbevolen dat het grondwater zich tenminste 0,5 m onder het uitgravingspeil bevindt.

4.5 Palenwand

Een palenwand is een grondkerende wand, die afhankelijk van het type, ook een waterkerende functie kan hebben. De wand is opgebouwd uit aan elkaar grenzende of elkaar snijdende palen waarvan de paalkoppen verbonden zijn door middel van een verdeelbalk.

De belangrijkste voordelen van dit type wand zijn de trillings- en geluidsarme uitvoeringsmethode en de mogelijkheid om zonder veel moeite door harde/rotslagen te boren. Ook worden de palen voorzien van wapening waardoor de wand in staat is momenten op te nemen. Om het opneembaar moment nog te vergroten en de uitwijking van de paalkoppen te beperken is het mogelijk om met grondankers de wand te verankeren in het grondlichaam achter de wand.
Een laatste groot voordeel is de flexibiliteit qua omtrek. De wand bestaat uit palen met een beperkte diameter waardoor de omtrek van de bouwput nagenoeg elke vorm kan hebben.

Het belangrijkste nadeel van deze wand is de waterdichtheid. Elke voeg is namelijk een potentieel lek. Omwille van deze reden en omdat de wand een onregelmatig uiterlijk heeft is er een voorzetwand nodig wil men deze betrekken in de constructie. Indien er zich een lek voordoet bestaat de mogelijkheid om aan de buitenkant van de wand een jet-grouting of chemische injectie toe te passen om de wand alsnog waterkerend te maken.

4.5.1 Uitvoering

Allereerst wordt een geleidingsbalk gegoten. Het doel van deze balk is de exacte beginlocatie van elke paal aan te geven. Tijdens het boren van de paal zorgt deze balk ook voor enige geleiding van de boor. De volgende stap is het uitvoeren van de palen zelf. Hiervoor worden 2 technieken toegepast.

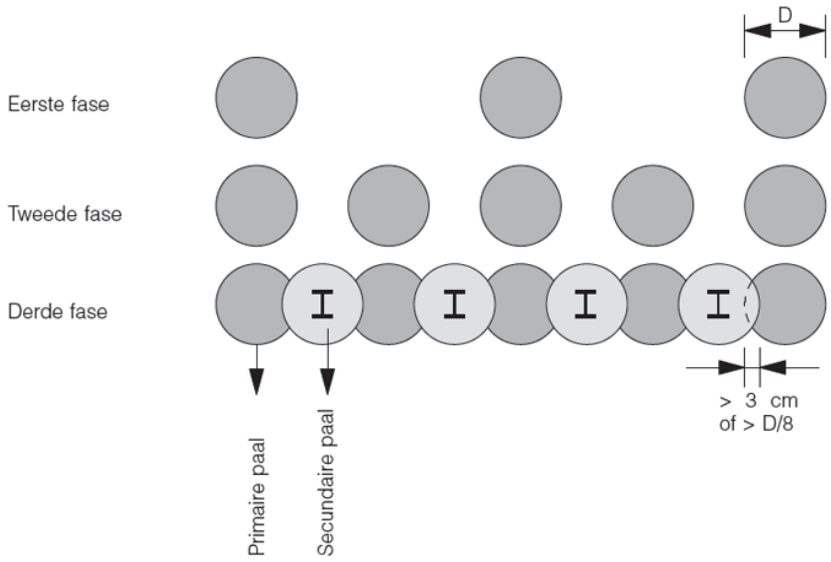
4.5.1.1 Secanspalen

Een secanspalenwand is een wand opgebouwd uit snijdende palen. Doordat de palen elkaar snijden wordt een wand gevormd die een waterremmende functie kan hebben. De palen zelf moeten in een bepaalde volgorde uitgevoerd worden om schadegevallen te vermijden.

Verder wordt onderscheid gemaakt tussen 2 soorten palen. De primaire palen zijn ongewapende palen die later ingesneden worden door de secundaire gewapende palen. De primaire palen zijn niet gewapend omdat tijdens het uitvoeren van de secundaire palen een deel van deze palen wordt weg genomen.

Het realiseren van de wand gebeurt in drie fases [42]:

- uitvoeren van ongewapende palen op posities 1-5-9-13;
- uitvoeren van primaire palen op posities 3-7-11;
- uitvoeren van secundaire palen op de overige posities: 2-4-6-8-10.



Figuur 46: realisatie secanspalen [42]

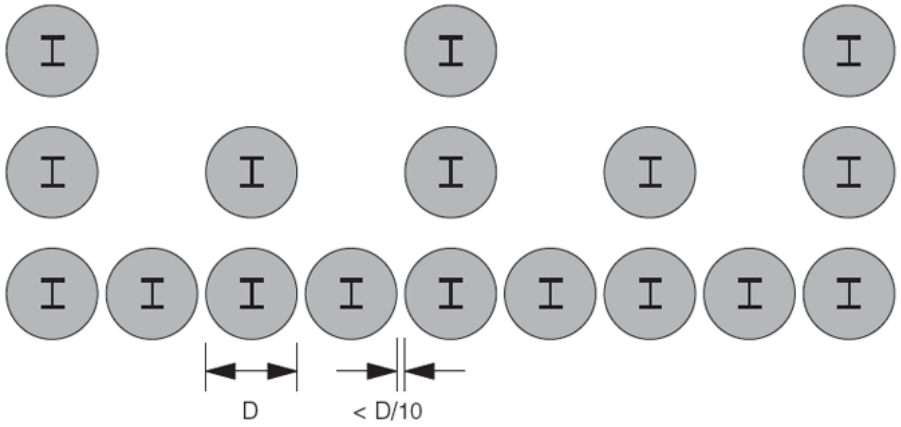
De hoekpalen zijn steeds primaire palen en worden eerst uitgevoerd. De reden hiervoor is dat de boor steeds naar de kant met de minste weerstand getrokken wordt. Indien hoekpalen secundaire palen zouden zijn dan zou de boor door twee palen die niet tegenover elkaar staan moeten boren. Dit geeft ongelijke weerstand met als gevolg dat de boor naar buiten afwijkt en er een opening in de wand ontstaat.

4.5.1.2 Tangenspalen

Een tangenspalenwand bestaat uit rakende palen. In tegenstelling tot een secanspalenwand waar de palen elkaar snijden raken de palen elkaar hier maar net of net niet. Om deze reden kunnen alle palen gewapend worden waardoor de wand grotere momenten kan opnemen. Een ander gevolg is dat de wand niet in staat is om grondwater te keren.

De palen worden eveneens in drie stappen uitgevoerd [43]:

- aanbrengen van de palen met positie 1-5-9-13;
- aanbrengen van de palen met positie 3-7-11;
- aanbrengen van de overige palen 2-4-6-8-10-12.



Figuur 47: realisatie tangenspalen [43]

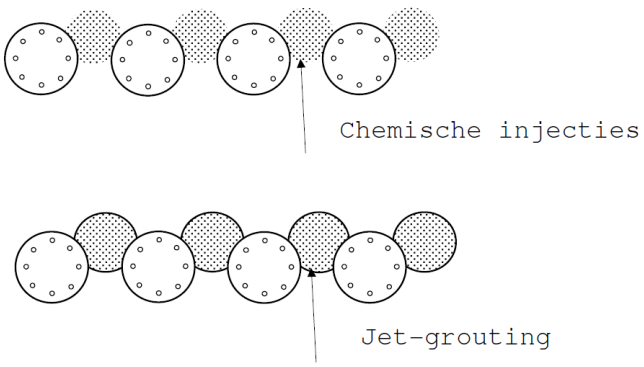
Voor beide types worden in België drie uitvoeringsmethodes toegepast [43]:

- uitvoering met een avegaar met een tijdelijke voerbuis;
- uitvoering met boorpalen die vervaardigd zijn met een tijdelijke voerbuis;
- uitvoering met boorpalen die vervaardigd zijn onder bescherming van een steunvloeistof.

Bij elk van deze technieken wordt ontspanning van de grond vermeden zodat zettingen van naastgelegen constructies zo veel mogelijk vermeden worden. De palen worden steeds uitgevoerd met ter plaatse gestort beton en indien mogelijk gewapend met een wapeningskorf of stalen profiel.

Eens de palen uitgehard zijn kan de bouwput uitgegraven worden tot op het gewenste niveau. Indien er horizontale trekpalen/grondankers voorzien zijn voor extra stabiliteit moeten deze uitgevoerd worden eens de afgraving het niveau van deze ankers bereikt heeft. Voor meer informatie over horizontale steunen verwijzen we u door naar het hoofdstuk horizontale ondersteuning.

Er bestaat nog een variant op de tangenspalenwand. Hierbij worden er palen op regelmatige tussenafstand van elkaar uitgevoerd. De afstand tussen de palen wordt dan overbrugd met een jet-grouting of chemische injectie uit te voeren zoals voorgesteld op afbeelding 48. Hierdoor wordt er, zoals bij de berlinerwand, gewelfwerking gecreëerd waarbij het grout de krachten overdraagt op de gewapende palen [12].



Figuur 48: variant tangenspalenwand [5]

4.5.2 Toepassing

Palenwanden worden toegepast als grondkerende en dragende wanden. Dit is mogelijk omdat ze goed gewapend worden om zo een stijve constructie te vormen. De palen kunnen trillingvrij uitgevoerd worden tot op grote dieptes naast bestaande constructies en door obstakels in de grond. Grondwater vormt geen probleem tijdens de uitvoering van de palen. Enkel bij grondwaterstromingen moeten er maatregelen tegen het uitspoeling van het verse beton genomen worden.

Secanspalen kunnen een tijdelijke waterkerende functie hebben. Voor permanente waterkering zijn extra maatregelen aangewezen. Tangenspalen kunnen geen water keren. Het grondwater moet zich dus minstens een halve meter onder het uitgravingsniveau bevinden. Dit alles maakt dat palenwanden ideaal zijn om in stedelijke gebieden toe te passen [42].

4.5.3 Aandachtspunten

Bij het uitvoeren van de palen is het belangrijk dat er genoeg tijd, minimaal 4 uur [42], gelaten wordt tussen de verschillende fases zodat het verse beton voldoende kan uitharden. Echter bij secanspalen mag men niet te lang wachten, minimaal 4 uur en maximaal 8 uur [42], voor het aanvangen van fase drie. Het is belangrijk de palenwand voldoende te laten uitharden voor men met de uitgraving begint.

De palen dienen over de volledige lengte gewapend worden, enkel als er geen trek optreedt in de palen kan men hier van afwijken. Als voor de wapening een staalprofiel gebruikt wordt, kan men dit plaatsen met behulp van een gabarit om het in de juiste positie te plaatsen. Horizontale krachten, zoals grondankers of stempels, dienen steeds met een gording overgebracht te worden.

4.5.4 Conclusie

Het grote voordeel van een palenwand is dat ze trillings- en geluidsarm uitgevoerd kunnen worden. Het bouwen van de wand gebeurt zonder dat er grondontspanning plaatsvindt. Harde lagen vormen normaal geen probleem. De overlast en kans op schade bij belendingen is dus beperkt. Palenwanden worden tot op grote dieptes toegepast. Doordat de wand bestaat uit afzonderlijke palen is het relatief makkelijk om onregelmatige vormen te realiseren. Omdat de wanden gewapend zijn kunnen ze ook een dragende functie vervullen in de uiteindelijke constructie. Dit alles maakt dat palenwanden ideaal zijn om in stedelijke gebieden uit te voeren.

In theorie zijn secanspalenwanden waterremmende constructies, in praktijk zijn hier echter vaak problemen mee. Afwijkingen bij het boren van de palen kunnen er voor zorgen dat de palen niet voldoende overlappen en dus een lek vormen waar water door naar binnen kan stromen. Als dit gebeurt moet er ingegrepen worden door aan de buitenkant een jet-grouting of injectie uit te voeren om de stabiliteit van de wand te garanderen. Indien de wand deel gaat uitmaken van de uiteindelijke constructie is er een voorzetwand nodig om volledige waterdichtheid te garanderen en om het onregelmatige uiterlijk van de wand te verbergen.

4.6 Soil mix wand

Het maken van soil mix wanden bestaat uit het mechanisch mengen van de ondergrond met een cementgebonden bindingsmiddel. Afhankelijk van de gebruikte techniek kan men palen of rechthoekige panelen vormen. Door deze naast elkaar toe te passen wordt een grondkerende wand gevormd. De wanden worden gewapend met stalen H of I profielen. De wand kan ook een waterremmende functie hebben hoewel dit vaak afhangt van de eigenschappen van de grond waarmee de soil mix wand wordt uitgevoerd.

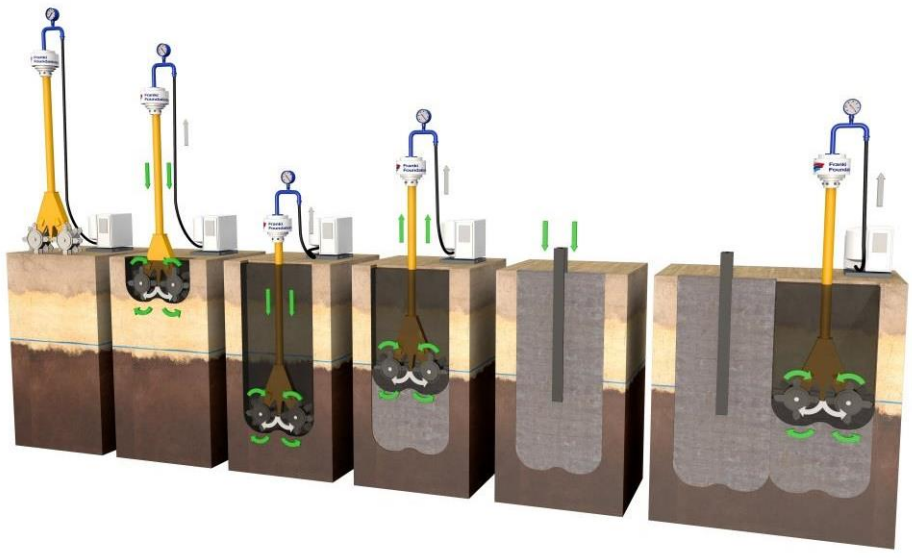
De belangrijkste voordelen van een soil mix wand zijn de trillingsarme uitvoering, het voorkomen van grondontspanning omdat er gaten gemaakt worden en het economisch gebruik van materiaal omdat de grond, die anders afgevoerd wordt, grotendeels hergebruikt wordt in de wand zelf. Een eerste nadeel zijn obstakels in de grond zoals rotsen. Een tweede nadeel is dat ongeveer 25 % tot 40 % van het volume van de wand afgevoerd moet worden. Immers wordt de grond niet verwijderd, maar wel deels vervangen. Soil mix wanden worden nooit als definitieve wand toegepast, er is dus altijd een voorzetwand nodig.

4.6.1 Uitvoering

Er bestaan twee belangrijke types soil mix wand. Een wand opgebouwd uit panelen analoog aan een diepwand en een opgebouwd uit kolommen analoog aan een secanspalenwand.

4.6.1.1 Wand opgebouwd uit panelen

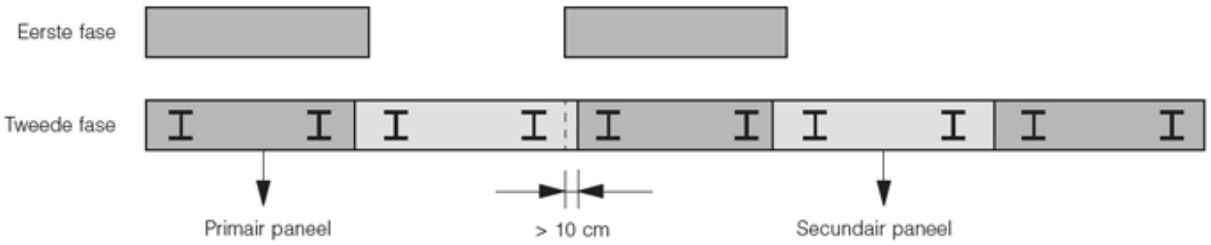
Met behulp van een freesmachine wordt de grond losgewoeld en met het grout gemengd. Eerst wordt de grond los gewoeld door de frees naar omlaag te bewegen. Bij het terug omhoogtrekken van de frees wordt er een grout geïnjecteerd en vermengd met de losgewoelde grond. Vervolgens worden stalen profielen (I of H profiel) aangebracht als wapening. De panelen worden overlappend uitgevoerd om zo een grondkerende en waterremmende wand te vormen. In de volgende afbeelding worden deze stappen grafisch voorgesteld.



Figuur 49: uitvoering soil mix wand met panelen [44]

Het uitvoeren van de panelen gebeurt echter in verschillende fases zoals getoond in figuur 50:

- de panelen op positie 1-3-5-7 worden uitgevoerd;
- de panelen op de overige plaatsen worden uitgevoerd.

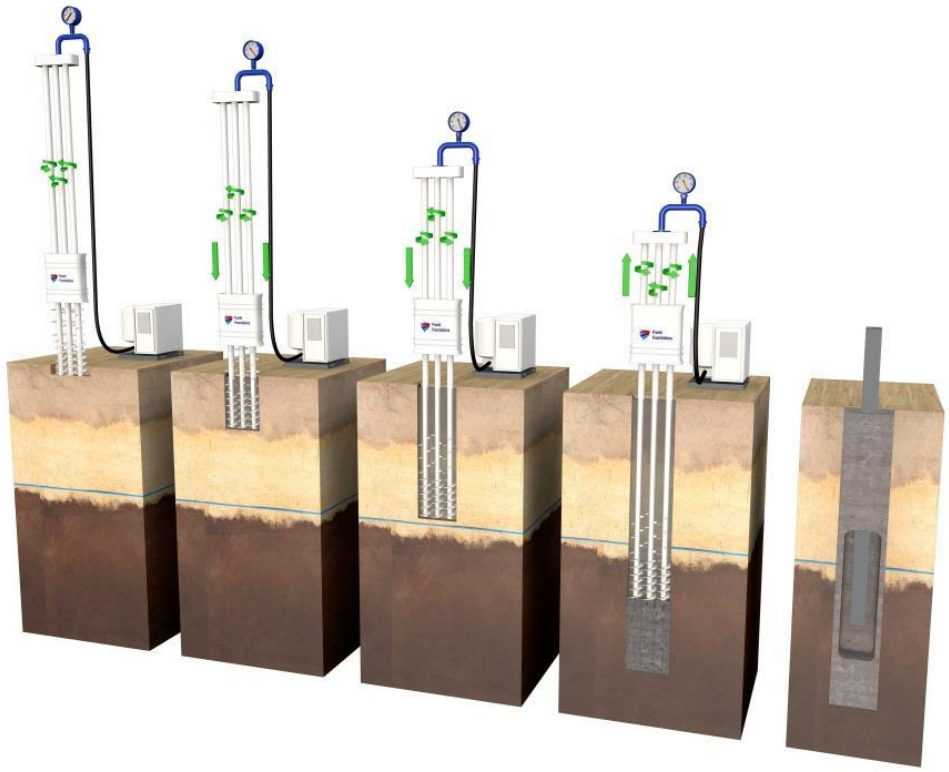


Figuur 50: gefaseerde uitvoering panelenwand [45]

De breedte van een paneel ligt typisch tussen de 2,2 tot 2,8 meter met een lengte tot 20 m. De overlap met de panelen uit fase 1 is minimum 10 cm.

4.6.1.2 Wanden opgebouwd uit kolommen

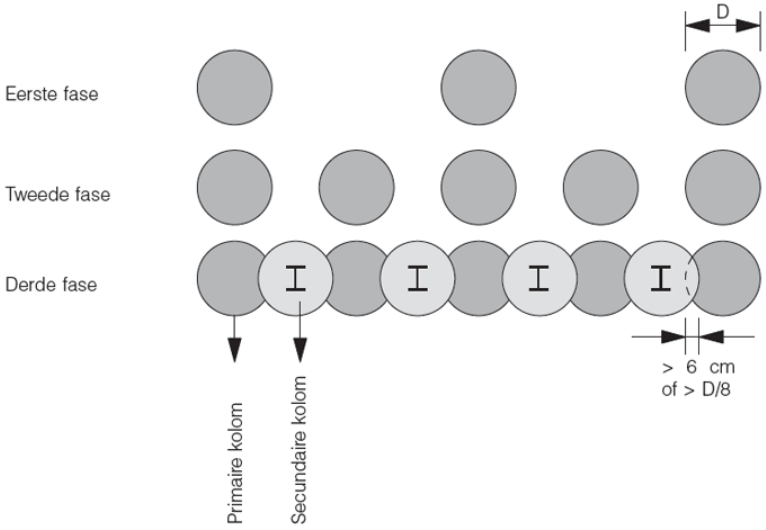
Ook hier wordt de grond mechanisch gemengd met een bindmiddel maar in plaats van rechthoekige panelen worden er kolommen gevormd door gebruik te maken van een boorinstallatie. De kolommen worden snijdend uitgevoerd (zoals bij een secanspalenwand) om zo een grondkerende en waterremmende wand te realiseren. Eveneens worden alleen maar de secundaire palen gewapend worden met een profiel.



Figuur 51: uitvoering soil mix wand met kolommen [46]

Het boren van de palen gebeurt ook hier weer in fasen [47]:

- uitvoeren van ongewapende palen op posities 1-5-9-13;
- uitvoeren van de primaire palen op posities 3-7-11;
- uitvoeren van de gewapende palen op de overige posities: 2-4-6-8-10.



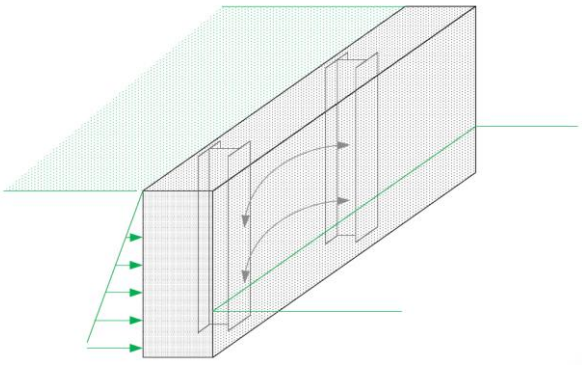
Figuur 52: gefaseerde uitvoering palenwand [47]

Een typische diameter van een soil mix paal ligt tussen de 0.4 tot 0.6 m maar kan oplopen tot 1.2 m in sommige gevallen. De kolommen kunnen tot 20 m diep uitgevoerd worden. De overlap is steeds minstens 6 cm.

Eens de wand uitgehard is kan men beginnen met de ontgraving van de bouwput. Indien er horizontale verstevigingen voorzien zijn, moeten deze telkens eerst aangebracht worden voor de uitgraving verder gezet wordt.

4.6.2 Stabiliteit

De krachtwerking in een soil mix wand is zeer gelijkaardig aan die van een berlinerwand zoals geïllustreerd wordt in figuur 53. Zo worden alle wandmomenten opgenomen door de wapeningsprofielen. De soil mix vangt alleen maar de lokale grond- en waterdrukken op en draagt deze over op de profielen [5].



Figuur 53: krachtswerking soil mix wand [5]

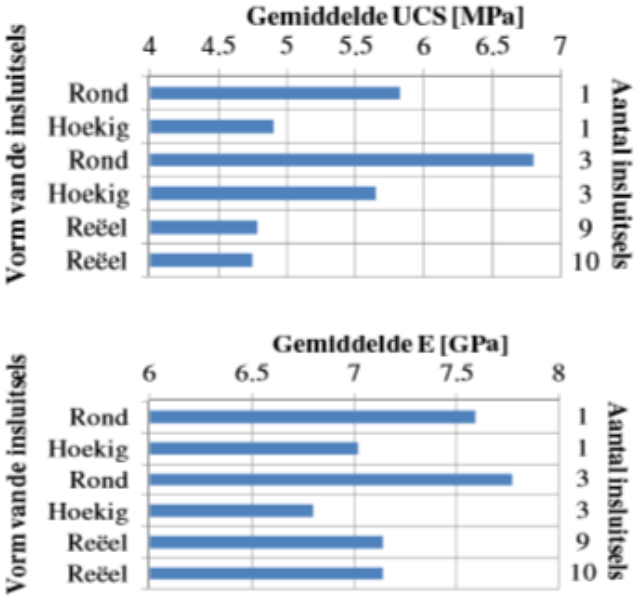
4.6.2.1 Materiaal

Om de grond te stabiliseren wordt er een hydraulisch bindmiddel toegevoegd aan de grond. De sterkte van het eindproduct hangt af van verschillende factoren. Een eerste is de samenstelling van het grout. De cement die hiervoor gebruikt wordt hangt af van de ondergrond. Om de bindingseigenschappen en de duurzaamheid van het grout te verhogen kunnen toeslagstoffen toegevoegd worden. Mogelijke toeslagstoffen zijn kalk (CaO), bentoniet of gips. Een tweede belangrijke factor is de eigenschappen van de grond zelf. Hiervan zijn vooral de draagkracht en schuifsterkte belangrijk [48].

Een onoverkomelijk probleem is dat van grondinsluitsels. Grondinsluitsels ontstaan als de grond niet los gewoeld wordt maar eerder gekneed wordt. De grond wordt hier niet vermengd met het grout. Het percentage insluitsels is sterk afhankelijk van de grondsoort. In klei en leemgronden is het percentage insluitsels aanzienlijk groter dan bij zandgronden. Concreet bedraagt dit bij zandgronden 0 – 3,5 % en bij kleigronden meer dan 35 % [49].

Figuur 54: grondinsluitsels [5]

Uit onderzoek [50] kan afgeleid worden dat de vorm en de grootte van de grondinsluitsels een zeer belangrijke rol speelt bij de sterkte van de wand. Hierbij komt dat de sterkte van de wand afneemt wanneer er minder insluitsels aanwezig zijn bij een constant blijvend percentage aan ongemengd materiaal. De volgende figuur illustreert dit.



Figuur 55: relatie tussen de sterkte en de E-modulus bij veranderende vorm en hoeveelheid van insluitsels [50]

4.6.3 Toepassing

Soil mix wanden worden voornamelijk toegepast als tijdelijke grondkerende constructie. Ze kunnen ook een verticaal dragende functie bezitten, maar de capaciteit van de wand hangt sterk af van de lokale grondeigenschappen. Hetzelfde kan gezegd worden voor een waterremmende functie. Er kan in het grondwater gewerkt worden. Indien er grondwaterstromingen aanwezig zijn moet het risico op uitspoelen van de soil mix deeltjes ingeschat worden. Indien het risico te groot is, dient een bemaling toegepast te worden.

De uitvoering gebeurt trilling- en geluidsarm. Wanden gevormd door kolommen kunnen makkelijker onregelmatigheden vertonen dan wanden gebaseerd op panelen. De toepasbaarheid van soil mix wanden varieert ook sterk met de grondsoort [45].

Tabel 8: toepasbaarheid soil mix wanden [45]

altijd toepasbaar	bijna altijd toepasbaar	in bepaalde omstandigheden
zand	leem en slappe klei	klei

4.6.4 Aandachtspunten

Zoals eerder vermeld is kwaliteit van de wand erg afhankelijk van de lokale grondeigenschappen. Hierbij is het belangrijk dat het bindmiddel gelijkmatig verdeeld wordt over de volledige hoogte van de wand.

Tussen de fasen moet er voldoende tijd gelaten worden om te vermijden dat de panelen of kolommen elkaar gaan beïnvloeden. Bij aan elkaar grenzende elementen wordt minstens 8 uur aanbevolen bij de overige 6 uur [45].

Verder is het belangrijk dat er voldoende tijd gelaten wordt tussen het uitvoeren van de wand en het starten van de uitgraving zodat de wand voldoende sterkte kan ontwikkelen. Horizontale krachten dienen overgebracht te worden met behulp van gordingen. Voor het plaatsen van de wapening in de juiste positie kan een gabarit gebruikt worden.

4.6.5 Conclusie

Soil mix wanden kunnen in bijna elke grondsoort uitgevoerd worden en omdat de grond zelf als grondstof gebruikt wordt kan er op verschillende aspecten bespaard worden. Zo moeten er minder grondstoffen zoals zand, grind en cement toegevoegd worden. Door de verhouding van deze elementen te laten variëren kan men ook de kwaliteit van het eindproduct beïnvloeden. Er wordt minder grond verwijderd wat leidt tot een besparing op transport. Een tweede voordeel is dat er zonder trillingen gewerkt wordt. Verder treedt er ook zo goed als geen grondontspanning op wat de kans op schade aan belendingen sterk verkleint. Ten slotte is het mogelijk, weliswaar afhankelijk van de ondergrond, om een hoge productiviteit te behalen. Dit alles leidt er toe dat soil mix wanden een economisch gunstige technologie is.

Het belangrijkste nadeel is dat de sterkte van de wand zeer afhankelijk is van de plaatselijke grondeigenschappen. Om hier een goede inschatting te maken is er een voldoende uitgebreid grondonderzoek nodig. Verder is de soil mix technologie een nog relatief nieuwe techniek. Hierdoor is er nog maar weinig gekend van wat de eigenschappen zijn op lange termijn.

4.7 Grondbevriezing

Grondbevriezing is een techniek waarbij de grond zelf als bouwsteen gebruikt wordt. De grond wordt bevroren om zo de sterkte te vergroten en een waterdicht scherm te vormen. Grondbevriezing kan in zowat alle soorten grond worden toegepast voor zowel korte als lange termijn. Het is echter wel noodzakelijk dat er grondwater aanwezig is in de grond. Grondwaterstromingen mogen zich echter maar in beperkte mate voor doen. Omdat de kosten nogal snel kunnen oplopen wordt deze techniek vooral toegepast in moeilijke en complexe situaties. Het bevriezen van de grond gebeurt door het inboren of heien van vrieslansen. Door deze lansen wordt een koelvloeistof gepompt die de grond rondom bevriest en zo een cirkelvormig vrieslichaam vormt. Als men de lansen zo positioneert dat de vrieslichamen elkaar snijden kan men een wand vormen van bevroren grond. De temperatuur van de vrieslichamen wordt continue gemonitord. Zo kan men tijdig ingrijpen moest de grond beginnen te dooien.

Er bestaan twee belangrijke soorten koelsystemen:

- open koelsysteem,
- gesloten koelsysteem.

Het open koelsysteem werkt met vloeibare stikstof als koelvloeistof, het gesloten systeem met een zoutoplossing zoals pekel [5].

4.7.1 Uitvoering

De eerste stap bestaat uit het aanbrengen van de vrieslansen. Dit kan zowel gebeuren door ze in te boren of in te heien. De lansen kunnen verticaal, onder een hoek of horizontaal aangebracht worden. Hierdoor kan men praktisch elke wensbare vorm realiseren.

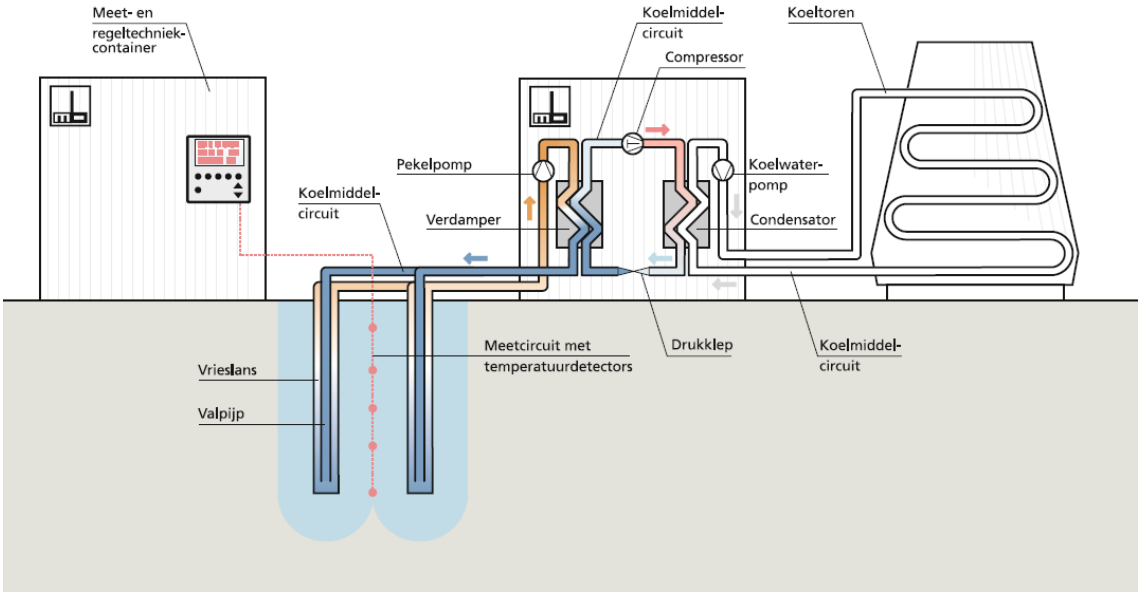
Figuur 56: uitvoering grondbevriezing [51]

De volgende stap is het bevriezen van de grond zelf. Dit gebeurt met het koelsysteem. Hierin bestaan er twee varianten.

4.7.1.1 Gesloten systeem

In een gesloten systeem wordt er gebruik gemaakt van twee gesloten circuits. Een eerste circuit loopt door de vrieslansen en een warmtewisselaar. Het is gevuld met een pekeloplossing, zoals $CaCl_2$ bijvoorbeeld, en heeft een temperatuur van -30 °C tot -38 °C. Deze oplossing wordt door de valpijp tot op de bodem van de vrieslans gebracht en tussen de valpijp en de buitenzijde van de lans terug naar boven gepompt om zo de omgeving af te koelen. Eens boven is de pekeloplossing typisch 2 tot 3 °C opgewarmd [52].

Een tweede circuit loopt door de warmtewisselaar en een koeltoren. Dit circuit is gevuld met een koelgas zoals bijvoorbeeld freon, ammoniak of NH_3. Dit circuit koelt als het ware het eerste circuit in de warmte wisselaar en geeft zijn warmte aan de omgeving met behulp van compressors, condensators en koelers. Deze kunnen zowel lucht als water gekoeld zijn [52].

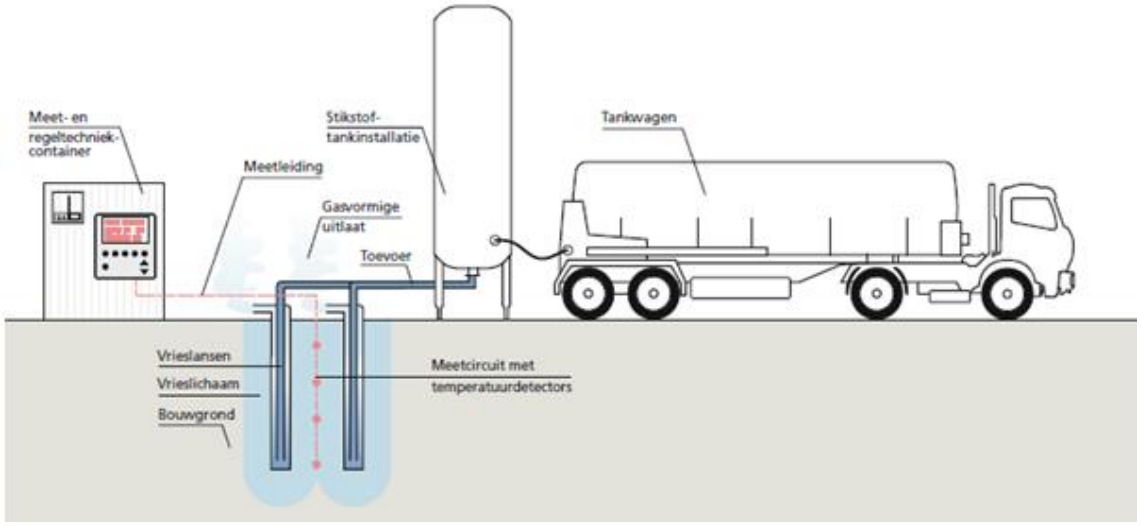


Figuur 57: gesloten koelsysteem [52]

Vermits in dit systeem het koelmiddel hergebruikt wordt, gebruikt men dit systeem meestal op grote en/of langdurige projecten. Het nadeel van dit systeem is dat het, omwille van de relatief hoge temperatuur, lang duurt (30 tot 40 dagen) eer de vries lansen gevormd zijn [52].

4.7.1.2 Open systeem

Bij het open koelsysteem wordt vloeibaar stikstof op een temperatuur van -196 °C gebruikt. Hierbij wordt het vloeibaar stikstof aangevoerd met geïsoleerde vrachtwagens en opgeslagen in speciale silo's. Vervolgens wordt het stikstof naar de vriesleidingen gepompt door geïsoleerde leidingen. Eens het stikstof in contact komt met de warme vrieslans verdampt het en verlaat het de vrieslans in gasvorm [52].



Figuur 58: open koelsysteem [52]

Omdat vloeibare stikstof een lage temperatuur heeft verloopt het bevriezingsproces relatief snel, maar omdat het stikstof de lans als gas verlaat kan het niet meer hergebruikt worden. De kosten van het stikstof kunnen snel oplopen [52].

Beide systemen hebben duidelijke voor- en nadelen. Om tot een optimale benutting van de grondstoffen te komen worden beide systemen vaak gecombineerd. Het open systeem met vloeibaar stikstof wordt gebruikt om het vrieslichaam te vormen en om bij eventuele calamiteiten snel te kunnen ingrijpen. Het gesloten systeem wordt gebruikt om de vrieslansen in stand te houden [52].

4.7.2 Toepassing

Grondbevriezing wordt voornamelijk toegepast als grond- en waterkerend scherm bij zeer complexe bouwputten zoals schachten, tunnels, verbindingen tussen tunnels of wanneer er geen andere techniek toepasbaar is. De techniek wordt tevens gebruikt bij tijdelijke stabiliteitsmaatregelen of wanneer er zeer strenge vervormingseisen opgelegd worden. Grondbevriezing maakt gebruik van het grondwater; complexe waterhuishoudingen vormen geen probleem. Door het bevriezen van de grond kunnen ook ongeroerde grondstalen genomen worden [5, 52].

4.7.3 Aandachtspunten

Grond bevriezen vraagt een grote koelinstallatie, er moet dus voldoende ruimte aanwezig zijn om deze te plaatsen. De bevroren grond dient als bouwsteen. Daarom is het belangrijk de installatie zo weinig mogelijk stil te leggen en opnieuw op te starten. Verder dient de grond over voldoende thermische conductiviteit te beschikken zodat het vrieslichaam voldoende groot kan worden. Omdat stromend water moeilijker bevriest is extra voorzichtigheid bij grondwaterstromingen aanbevolen. Water dat bevriest zet uit, men moet dus opletten dat men geen belendingen en leidingen beschadigt tijdens het bevriezen van de grond. Tevens moet men opletten bij het dooien van de grond voor zettingen ten gevolge van de eerdere zwelling. Als er een betonnen wand uitgevoerd wordt naast de bevroren grond dient er steeds isolatie voorzien te worden tussen beide om te voorkomen dat het verse beton bevriest [5, 52].

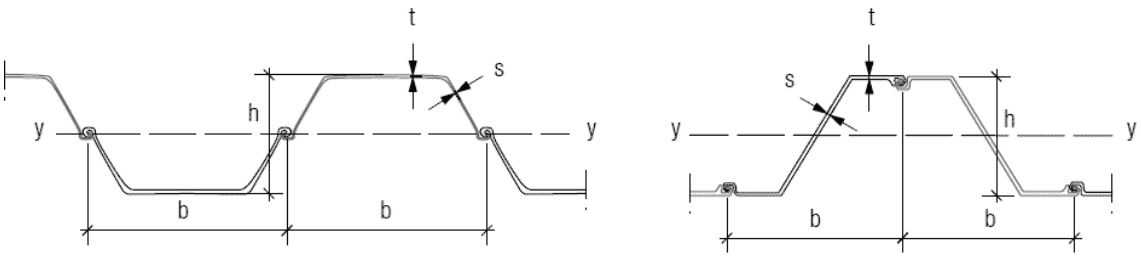
4.7.4 Conclusie

Bij grondbevriezing wordt de grond zelf als bouwsteen voor de te realiseren wand gebruikt. Het aanwezige grondwater wordt bevroren om de sterkte van de grond te vergroten en om een waterdicht scherm te verkrijgen. Echter mag er weinig tot geen grondwaterstroming zijn, omdat stromend water moeilijker te bevriezen is. De techniek wordt vooral toegepast indien andere technieken niet haalbaar zijn. De belangrijkste reden hiervoor is de kostprijs.

Voor de uitvoering wordt in een eerste stap de vrieslans in de grond gebracht. Door de lans op een bepaalde manier in te brengen is het mogelijk om vrijwel elke vorm te realiseren. Zodra de lans zich in de grond bevindt, kan er begonnen worden met het bevriezen van de grond. Hiervoor zijn er twee technieken voorhanden: een open en een gesloten systeem. Het grote verschil zit in de mogelijkheid tot hergebruik van de koelmiddelen. Bij het gesloten systeem kan het koelmiddel gerecupereerd worden terwijl bij het open systeem het koelmiddel zal verdampen. In de realiteit zullen beide systemen samen gebruikt worden voor een optimaal resultaat.

4.8 Damwand

Damwanden zijn opgebouwd uit damplanken. Dit zijn stalen plaatprofielen die onderling verbonden zijn door een speciale slotverbinding en zo een aaneengesloten wand vormen. Deze wand kan een grond- en waterkerende functie vervullen. Er bestaan 2 typen stalen damplanken: U profielen en Z profielen. Typisch ligt de breedte b van een profiel tussen de 0.40 en 0.80 m, de wandhoogte h tussen de 0.5 en 1.0 m en de lengte kan tot 30 m bedragen. Naast stalen damplanken bestaan er ook voorgespannen betonnen damplanken. Deze worden echter zelden toegepast omwille van de broze eigenschappen van beton.



Figuur 59: verschillende damplanken; U en Z profielen [53]

4.8.1 Uitvoering

Er bestaan drie belangrijke technieken voor het uitvoeren van damplanken. Elk van deze technieken heeft bepaalde voor- en nadelen welke per techniek zullen besproken worden.

4.8.1.1 Heien

Heien is de meest economische techniek om damplanken in de grond te brengen. De profielen worden met een behulp van een dieselblok, vrij valblok of een hydraulisch blok in de grond gedreven. In zandgrond bestaat echter de kans dat de indringingsweerstand snel hoog oploopt wat het indringen van de damplanken bemoeilijkt. Hierdoor wordt het risico dat de damplanken uit het slot lopen ook sterk vergroot wat vermeden moet worden. Er bestaan technieken om de indringingsweerstand te verkleinen:

- spuiten of lansen,
- fluïderen,
- voorboren,
- voorboren met bentoniet-cement.

Bij het spuiten of het lansen wordt water onder een lage druk van ca. 10 bar onderaan de damplank ingebracht. Echter kan hierdoor de grond ontspannen. Indien het water onder een hoge druk wordt ingebracht met een beperkt debiet dan verlaagt de kans op grondontspanning. Deze techniek wordt beschreven door het fluïderen. Tijdens het voorboren wordt de grond losgewoeld op de plaats waar de damplank zal aangebracht worden. om de ontspanning van de grond tegen te gaan, is het aangewezen om het boorgat onmiddellijk op te vullen met bentoniet-cement. Door het gebruik van een voorboring met bentoniet-cement wordt de grondontspanning voorkomen.

Het is belangrijk om op te merken dat voornoemde technieken niet toegepast mogen worden als de wand ook een waterkerende functie heeft. Indien deze technieken toch gebruikt worden, bestaat er een reëel gevaar op onderloopsheid waardoor de waterdichtheid niet meer gegarandeerd is.

Verder slaat een hamer tijdens het heien van de planken op een damplank om deze zo in de grond te drijven. Dit veroorzaakt korte laagfrequente trillingen. Omdat het hier om korte laagfrequente trillingen gaat is de hinder ten gevolge van trillingen relatief beperkt. Ook treedt er zelden schade op bij gebouwen verder dan 5 m verwijderd van de wand. In tegenstelling tot de trillingen wordt er tijdens het heien wel redelijk wat lawaaihinder geproduceerd. In een straal van 7 m kan dit oplopen tot 115 dB(A).

4.8.1.2 Trillen

Bij het intrillen van damplanken wordt er een sinusvormige belasting uitgeoefend op de kop van de plank. Deze belasting wordt uitgeoefend door een hoogfrequente, meer als 1800 toeren per minuut, of een laagfrequente, minder dan 1800 toeren per minuut, vibrator. De vibrator kan geleid worden door een makelaar of wordt aan een kraan gehangen. Hierdoor is het mogelijk om zeer hoge producties te realiseren.

Bij het intrillen van damplanken wordt er dus een continue, hoogfrequente (in vergelijking met heien) trilling uitgeoefend op de plank. Dit zorgt voor veel trillinghinder in de omgeving. Hoogfrequente trillingen kunnen ook een aanzienlijke invloed hebben op de stabiliteit van naburige gebouwen. Losgepakte zandlagen worden hierdoor namelijk verdicht wat tot differentiële zettingen kan leiden bij naburige op staal gefundeerde gebouwen. Bij op palen gefundeerde gebouwen kan dit leiden tot negatieve kleef op de palen wat het draagvermogen sterk verminderd.

Hoogfrequente trillingen worden in het algemeen beter gedempt dan laagfrequente trillingen. Laagfrequente trillingen hebben een grotere voortplantingssnelheid welke in zand en grind minder snel gedempt wordt. Hierdoor is de afstand waarin de trillingen nog hinderlijk zijn groter bij een laagfrequent trilblok dan bij een hoogfrequent blok. Om de hinder voor de omgeving zo veel mogelijk te beperken gebruikt men dus best een hoogfrequent trilblok. Er moet echter wel rekening mee gehouden worden dat een hoogfrequent trilblok bij het opstarten en stoppen ook deze lage frequentie moet door lopen. Een oplossing voor dit probleem bestaat uit resonantievrije trilblokken of trilblokken met een variabel opstartmoment. Deze hoogfrequente variabele trilblokken zijn speciaal ontwikkeld om damwanden te installeren zonder schade aan de omliggende bebouwing te veroorzaken.

4.8.1.3 Statisch drukken

Het belangrijkste voordeel van het statisch indrukken van damplanken is dat er een geen trillingen ontstaan. Ook de lawaai hinder wordt beperkt tot 65 dB(A) op een afstand van 7 m. Het belangrijkste nadeel is dat het veel trager is dan heien of trillen wat er dan weer voor zorgt dat de kostprijs zal stijgen.

De capaciteit van het indrukken is ook beperkter dan bij de vorige 2 technieken. De kracht nodig om de planken in te drukken veroorzaakt namelijk een kracht in de tegenovergestelde richting die moet opgevangen worden door de persmachine.

4.8.2 Toepassing

Damwanden worden vooral toegepast als tijdelijke of permanente wand met een grond- en/of waterkerende functie. Tijdens het plaatsen van de wand is geen grondwaterverlaging nodig. Omwille van de trilling die ontstaan tijdens de uitvoering kunnen damwanden enkel worden toegepast naast bestaande gebouwen als men de statische indruk methode gebruikt. Damplanken zijn ideaal om te gebruiken in weinig weerstandbiedende, weinig compacte, of weinig cohesieve gronden. Cohesieve gronden of gronden met harde obstakels kunnen voor problemen zorgen tijdens het intrillen of verwijderen van de planken. Bij autostabiele wanden worden er strenge eisen opgelegd in het verband met horizontale verplaatsingen [5, 53].

4.8.3 Aandachtspunten

Om de trillinghinder zo veel mogelijk te vermijden gebruikt men best een hoogfrequent trilblok. Hoogfrequente trilblokken doorlopen in de opstart en eindfase echter ook laagfrequente trillingen waar rekening mee gehouden moet worden. Hoogfrequente variabele trilblokken zijn de ideale oplossing hiervoor.

Als er toch voor een laagfrequent trilblok gekozen wordt bestaat er een reëel gevaar dat de ondergrond gaat verdichten of liquefactie optreedt wat grote zettingen en een aanzienlijke vermindering van draagkracht van de ondergrond tot gevolg heeft. Liquefactie of bodemvervloeiing treedt op in dichtgepakte, met water verzadigde zandgrond. Tijdens het belasten van zo een grondlaag wordt het water dat zich in de poriën bevindt uit de laag geperst. Als deze belasting snel herhaald wordt, zoals bij trillingen, kan het water niet tijdig wegstromen. Hierdoor zal de waterspanning bij elke belasting toenemen totdat deze op een bepaald moment groter is dan de korrelspanning. Op dit moment verliest de grond al haar sterkte en haar samenhang en gaat ze zich gedragen als een vloeistof.

Indien de damplanken hergebruikt worden dient er op gelet te worden dat er geen holtes ontstaan tijdens het uittrillen van de planken, deze veroorzaken namelijk zettingen als ze terug dicht vallen [53].

Het gevaar bij damplanken is het uit het slot lopen van de planken tijdens het intrillen. Men kan controleren of dit gebeurt door gebruik te maken van mechanische of elektrische slotverklikkers. Ook kan het risico verminderd worden door gestaffeld te heien of gebruik te maken van een makelaarsstelling. Technieken die gebruikt worden om de indringweerstand

van de ondergrond, en de kans om uit het slot te lopen, te verminderen mogen echter niet toegepast worden over de laatste twee meter van de wand. Dit om een goede aansluiting tussen wand en grond te garanderen en zo onderloopsheid van de wand te vermijden [53].

4.8.4 Conclusie

Damwanden kunnen relatief snel uitgevoerd worden. Eens de profielen in de grond aangebracht zijn heeft de wand zijn sterkte, er wordt dus geen tijd verloren met het uitharden of dergelijke van de wand. De profielen grijpen in elkaar om zo een waterdichte verbinding te vormen. Omdat hier gebruik gemaakt wordt van profielen is het mogelijk om deze na afloop van de werf te recupereren. Dit alles zorgt er voor dat damwanden een zeer economische techniek is.

Het grote nadeel is dat damplanken in de grond getrild of geheid worden met als gevolg dat er zeer veel trillingen en geluidshinder geproduceerd worden. Deze trillingen kunnen er voor zorgen dat los gepakte grondlagen zich gaan verdichten waardoor grote zettingen zich kunnen voordoen in de omgeving. Hierdoor zijn damwanden dus niet aan te raden in dicht bebouwde gebieden. Een alternatief is het statisch indrukken van de profielen, maar dit is een tijdrovend proces en de te behalen diepte is beperkter.

4.9 Vernagelde wand

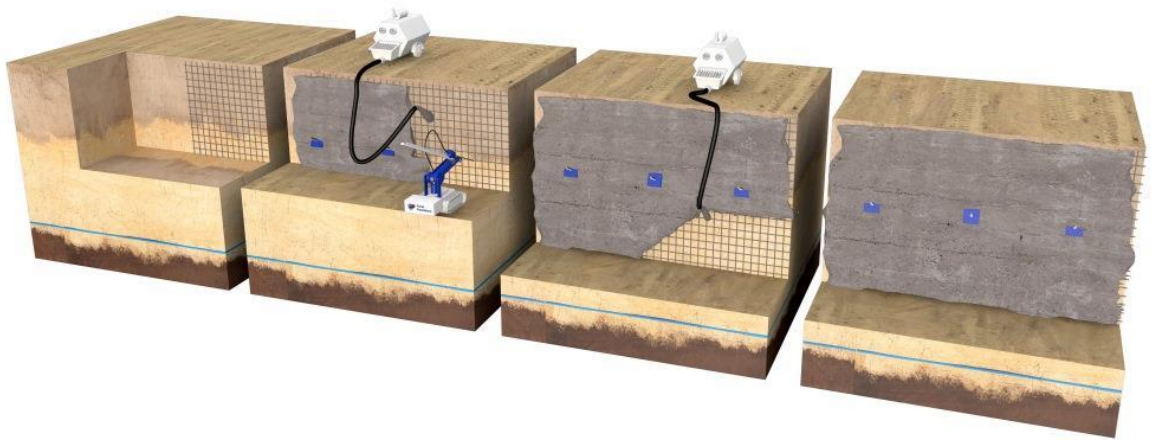
Een vernagelde wand wordt gebruikt voor het vergroten van de natuurlijke helling van de grond. Immers is deze rechtsreeks gerelateerd aan de hoek van inwendige wrijving. Door het vergroten van de natuurlijke helling kunnen veel hogere en veel steilere taluds gerealiseerd worden.

De stabiliteit van het geheel wordt gewaarborgd door het boren of inbrengen van de nagels. Het actief afschuifvlak, ook wel actieve zone genoemd, wordt verankerd in de achterliggende passieve zone. Hierdoor zal de actieve zone niet afschuiven op voorwaarde dat de nagel een voldoende wrijving kan genereren. Verder worden de oppervlakten tussen de nagels gestabiliseerd door het aanbrengen van een laag spuitbeton. De combinatie van het spuitbeton, de wapening en de nagels vormt één geheel. Het resultaat is een gewichtsmuur die de mogelijkheid heeft om een helling te hebben tot 90°.

Deze techniek deelt veel aspecten met de techniek gewapende grond. Hiertoe behoren onder andere het aanbrengen van niet-voorgespannen elementen; het mobiliseren van de krachtswerking door verplaatsingen en de interactie tussen de grond en de wapening. Echter zijn er ook essentiële verschillen. Gewapende grond wordt toegepast voor ophogingen en vernagelde grond wordt toegepast bij uitgravingen. Het verschil zit in de constructiemethode waar enerzijds een nieuw grondmassief gerealiseerd wordt en anderzijds het bestaande grondmassief aangepast wordt. Verder is de interactie tussen de wapeningselementen en de grond bij beiden verschillend. Bij gewapende grond zullen de grondkorrels in de holtes van de geogrids geduwd worden, wat leidt tot het creëren van een afschuifweerstand. Bij vernagelde grond wordt de krachtswerking gerealiseerd door de wrijving tussen de grond en de nagel door middel van een groutinjectie.

4.9.1 Uitvoering

De uitvoering van een vernagelde wand zal toegelicht worden aan de hand van de onderstaande figuur.



Figuur 60: uitvoering vernagelde wand [54]

De uitvoering gebeurt gefaseerd en meer specifiek in 3 fasen.

In een eerste fase wordt de grond weggegraven. Het is belangrijk dat het geheel stabiel blijft tijdens de uitgraving. Deze voorwaarde legt bepaalde eisen op aan de uitgraving. Er moet een zekere korte-termijn cohesie aanwezig zijn en de hoogte van de uitgraving is afhankelijk van de grondsoort en de helling van de uitgraving. Praktisch wordt er geadviseerd om de hoogte van de uitgraving te beperken tot maximaal 2,5 m [54, 55, 22].

Vervolgens worden de nagels ingebracht onder een helling van 10° tot 40°.

Daarna brengt men de facing aan die veelal bestaat uit een wapeningsnet en een laag spuitbeton. Afhankelijk van de achterliggende grond en de grondwaterstand kan er voor het aanbrengen van de wapening nog een drainagenet aangebracht worden. Het is mogelijk dat de tweede en de derde fase omgewisseld worden afhankelijk van de situatie [56].

Zodra deze drie fasen afgewerkt zijn voor een bepaalde uitgravingsdiepte zal de volgende laag uitgegraven worden en herhaalt het voornoemde proces zich tot het bereiken van de gewenste diepte.

4.9.1.1 Facing

De vernagelde wand verschilt van andere beschoeiingstechnieken omdat de facing of de afwerking maar een gedeelte van de krachten en belastingen zal opnemen. De krachten die gegeneerd worden in de nagels zijn van een veel grotere orde dan deze die overgedragen worden op de facing. De voornaamste functie van de afwerking bestaat er dus in om de lokale stabiliteit van de grond tussen de nagels te garanderen [22].

Bij steile hellingen met een helling van 70° of meer wordt meestal spuitbeton aangewend als afwerking. Voor het aanbrengen hiervan zijn er twee methodes beschikbaar: de droge en de natte methode.

Bij de droge methode wordt het water pas toegevoegd in de spuitmond van de lans en vindt de menging plaats wanneer het spuitbeton zich hecht aan het oppervlak. Het nadeel hiervan is een verhoogde stofontwikkeling en een tragere hechting [57].

Bij de natte methode zijn er geen silo's nodig op de werf aangezien het cement op voorhand gemengd wordt met water. Het spuitbeton wordt dus stortklaar aangeleverd en wordt getransporteerd tot aan de spuitlans met een klassieke betonpomp. Daarna wordt het beton met perslucht weggeblazen tot tegen het talud. Het voordeel hiervan is weinig tot geen stofontwikkeling en een snellere hechting [56].

Indien er weinig tot geen cohesie aanwezig in de grond wordt er zeer dikwijls gebruik gemaakt van zogenaamde groutkolommen. Ze zijn toepasbaar op alle terreinen en hebben klassiek een diameter van 0,5 tot 0,6 m en een tussenafstand van 1 m. Door het gebruik van de kolommen is het talud stabiel tijdens de uitgraving en zijn er grotere afgravingshoogtes mogelijk. De nagels worden aangebracht tussen de groutkolommen en de blootliggende grond wordt bekleed met een laag spuitbeton [58, 59].

Echter is het aanbrengen van spuitbeton zeer arbeidsintensief. Dit leidt tot de keuze voor een secanspalenwand in plaats van een vernagelde wand. Het economisch aspect zal hierbij de doorslag geven door het afwegen van de kosten van beide systemen.

4.9.1.2 Nagels

Principieel wordt een wapeningsstaaf in de grond gebracht en vastgezet door middel van een injectie onder hoge druk. Door de injectie vormt er zich een groutkolom rond de kolom. De wapeningsstaaf of nagel kan een zeer grote wrijving ontwikkelen in het contactvlak tussen de grond en het grout. Daardoor wordt er een zeer grote verankeringskracht per lopende meter nagel gemobiliseerd [12].

Voor het uitvoeren van de nagels zijn er allerhande methodes beschikbaar [22, 59]:

- inrammen of intrillen,
- plaatsen in boorgaten uitgevoerd met een holle avegaar,
- plaatsen in boorgaten uitgevoerd met dubbele boorstangen,
- inbrengen met behulp van jet-grouting,
- gebruiken van zelfborende stangen.

Inrammen of intrillen van de nagels

Door het gebruiken van een pneumatische hamer of een snelslaghamer worden hoekprofielen of U profielen in de grond geramd of getrild. Hierbij wordt geen injectie toegepast aangezien men rekent op de wrijving tussen het staal en de grond voor het opnemen van de krachten. De opneembare krachten zijn klein, dus is het aangewezen om een voldoende aantal nagels aan te brengen met een voldoende kleine tussenafstand.

Plaatsen in boorgaten uitgevoerd met een holle avegaar

In het boorgat wordt een wapeningselement ingebracht. De resterende ruimte rond het element wordt gravitair opgevuld met een cementspecie. Deze methode is zeer snel aangezien eerst de boorgaten worden gemaakt om vervolgens alle nagels in te brengen. Het is essentieel dat het boorgat gedurende deze tijd stabiel blijft en niet zal instorten voor een goede verdeling van de cementspecie.

Plaatsen in boorgaten uitgevoerd met dubbele boorstangen

Het verschil met de vorige methode bestaat erin dat de cementspecie wordt ingebracht via een spoelboring. Hiervoor wordt eerst het gat geboord met een dubbele boorstang die de stabiliteit van het boorgat verzekert. De grond wordt afgevoerd in de ruimte tussen de twee stangen. Daarna wordt de binnenstang getrokken en wordt de cementspecie ingebracht om vervolgens de nagel in te brengen. Zodra de nagel is ingebracht, zal de buitenstang geleidelijk verwijderd worden terwijl de cementspecie onder druk wordt gebracht voor een betere aanhechting met de omringende grond.

Inbrengen met behulp van jet-grouting

In het wapeningselement worden kleine uithollingen aangebracht. De elementen worden in de grond gebracht en gelijktijdig wordt grout onder hoge druk door de staaf in de grond gepompt. De kleine uithollingen of openingen onderaan zorgen ervoor dat het grout kan uitstromen. Hierdoor zal het grout, onder invloed van de hoge druk, zich ter plaatse vermengen met de omringende grond. Dit leidt tot een plaatselijke grondverdichting en verbetering rond het wapeningselement. De al dus gevormde kolom zal in samenwerking met de grond en het wapeningselement voldoende wrijving creëren.

Gebruiken van zelfborende stangen

Deze techniek werkt analoog aan zelfborende ankers, welke reeds werd toegelicht in deel 4.2.3.

4.9.2 Toepassing

Een vernagelde wand wordt vooral toegepast bij steile taluds en verticale wanden. Door het wapenen van de grond zal deze versterkt en gestabiliseerd worden. Het herstellen van taluds is dus mogelijk door zowel het gebruik van vernagelde wanden als het gebruik van gewapende grond.

Verder moet er een kleine hoeveelheid korte-termijn cohesie aanwezig zijn opdat het geheel stabiel zal blijven tijdens de uitvoering.

De wand is een grondkerende wand en geen waterkerende wand. Het is dus aan te raden dat het werkgabarit geen water bevat.

Zodra de wand gebruikt wordt als definitieve constructie dan moet er een extra wapeningsnet en een extra laag spuitbeton voorzien worden. Verder moet er opgelet worden met vorstgevoelige gronden. Vorst- en dooicycli kunnen leiden tot schade aan de wand waardoor grote horizontale verplaatsingen kunnen optreden. Daarom is het aangewezen om een vernagelde wand toe te passen als een tijdelijke constructie.

Indien de nodige maatregelen getroffen worden, kan de wand ook gebruikt worden voor onderschoeiingen.

4.9.2.1 Voor- en nadelen

De vernagelde wand heeft de volgende voordelen:

- trillingsarme uitvoering,
- snelle en relatief goedkope techniek,
- flexibele techniek door het gebruik van spuitbeton,
- minimale omgevingshinder door de lengte van de nagels,
- gefaseerde uitvoering gecombineerd met gefaseerde uitgraving bouwput,
- geen zijdelingse ondersteuning nodig,
- toepasbaar bij onregelmatige bouwputten.

De gefaseerde uitvoering volgt de gefaseerde uitgraving van de bouwput wat leidt tot een tijdswinst aangezien beide werken gelijktijdig kunnen uitgevoerd worden. Er moet niet gewacht worden op het uitharden van betonnen elementen.

Verder is er ook geen zijdelingse ondersteuning nodig aangezien deze al verwerkt is in het geheel van de vernagelden wand.

De vernagelde wand heeft ook enkele nadelen [22]:

- bij fijnkorrelige grondlagen is het draineren van water moeilijk;
- het fenomeen kruip gecombineerd met kleigronden;
- gebruik van stalen wapeningselementen in agressieve gronden;
- nodige verplaatsingen.

Kruip kan een invloed hebben op de lange termijn prestaties en vervormingen van de wand in kleigronden.

Een zekere verplaatsing is nodig voor het mobiliseren van de krachten in de nagel. Dit kan een probleem vormen in de buurt van belendingen.

4.9.3 Aandachtspunten

Nagels worden in principe niet voorgespannen en werken dus passief. Ankers worden wel voorgespannen en werken dus actief. Dit onderscheid is zeer belangrijk omdat in de praktijk een vernagelde wand nogal dikwijls verward wordt met een verankerde wand. Terwijl beiden zeer verschillend zijn [5].

Bij een vernagelde wand:

- geschiedt de uitgraving in lagen;
- wordt de volledige horizontale belasting opgenomen door de nagels;
- wordt een deel van de gronddruk afgedragen op de bekleding;
- wordt de passieve gronddruk op de steek niet in rekening gebracht;
- is er geen opspanning, dus zijn horizontale verplaatsingen nodig.

Bij een verankerde wand:

- wordt de volledige gronddruk afgedragen op de wand;
- wordt de passieve gronddruk op de steek wel in rekening gebracht;
- zijn de vervormingen te beïnvloeden door de ankers meer of minder op te spannen.

Kortom, een vernagelde wand is geen verankerde wand en omgekeerd. Bij een vernagelde wand is de sectie van de wapening groter, zijn de momenten in de bekleding kleiner en zijn de horizontale verplaatsingen iets groter.

Verder is het belangrijk om de verankering aan te brengen boven het grondwater zodat de achterliggende grond niet kan uitspoelen door de opening. Tevens is het ingewikkeld om de ankers te verankeren en voor te spannen. Dit vereist specifieke technieken [5].

4.9.4 Conclusie

Een vernagelde wand wordt gebruikt bij steile taluds en verticale wanden. Door het gebruik van wapening in de vorm van de bekleding en de nagels ontstaat er één geheel. De bekleding verzorgt de stabiliteit van de grond tussen de nagels terwijl de nagels zorgen voor de stabiliteit van het gehele grondpakket.

De uitvoering van een vernagelde wand gebeurt steeds in fasen. De eerste fase bestaat uit het uitgraven van de grond tot een beperkte diepte. Vervolgens worden de nagels aangebracht. Daarna wordt de bekleding aangebracht die meestal de vorm aanneemt van spuitbeton. Deze fasering is een voordeel bij de gefaseerde uitvoering van een bouwput. Zowel de uitgraving als de beschoeiing kunnen gelijktijdig uitgevoerd worden.

Door zijn goedkope en snelle uitvoering gecombineerd met een flexibel karakter is dit een veel toegepaste techniek voor het creëren van een tijdelijke beschoeiing. Echter leidt het veelvuldig gebruik ervan tot een vervaging van het onderscheid tussen een vernagelde en een verankerde wand. Dit onderscheid moet gehandhaafd worden omdat het twee verschillende technieken zijn met hun eigen berekeningsmethodiek en principes.

4.10 Vergelijkende matrix

Als conclusie van het deel beschoeiingen wordt een vergelijkende matrix opgesteld. Deze matrix beschrijft alle behandelde technieken aan de hand van de volgende aspecten:

- toepassing,
- voor- en nadelen,
- aandachtspunten.

Het doel van de matrix is om de meest aangewezen techniek afhankelijk van de randvoorwaarden te vinden op een doeltreffende manier. Om hieraan te voldoen worden kernwoorden gebruikt, die in het deel over beschoeiingen verder worden toegelicht.

Kortom, de vergelijkende matrix is een samenvatting van de courant toegepaste beschoeiingstechnieken opgesteld vanuit een theoretisch, maar vooral praktisch standpunt. Vanuit dit praktisch standpunt wordt de vergelijkende matrix verder omgevormd naar een flowchart gebaseerd op de voor- en de nadelen. Deze flowchart dient gebruikt te worden in combinatie met de vergelijkende matrix voor een optimaal resultaat.

De matrix en de flowchart zijn terug te vinden in de bijlage op pagina 147 en pagina 151.

5 Verdieping en versterking van de bestaande fundering

De verstedelijking van het landschap leidt tot de noodzaak om gerichter om te springen met de beschikbare ruimte. Een van de gevolgen hiervan is dat men genoodzaakt is om dieper en hoger te bouwen. Parkeerterreinen worden bijvoorbeeld meer en meer geïntegreerd in de structuur in plaats van deze te voorzien langs de structuur. Het dieper bouwen voorziet in een aantal zeer specifieke problemen, vooral in de buurt van bestaande structuren.

Voor het graven van een bouwput voorziet men een beschoeiing. Indien de aanzet van de nieuwe fundering zich dieper bevindt dan de aanzet van de bestaande fundering, dan is het aan te raden om de bestaande fundering te verdiepen. Funderingsverdieping en versterking worden vooral toegepast wanneer:

- de bestaande funderingen ondergedimensioneerd zijn;
- de opgelegde belastingen toenemen door bijvoorbeeld herbestemming;
- de grond langs de bestaande fundering wordt weggegraven;
- de materialen waaruit de fundering is samengesteld zodanig verweerd zijn dat ze hun functie niet meer kunnen vervullen.

Bij het weggraven van de grond langs bestaande funderingen zullen verschillende problemen optreden. Zoals reeds werd uitgelegd in deel 2 zal het draagvermogen van de fundering afnemen wat nefast is voor de bestaande structuur. Indien men dieper uitgraaft dan de aanzet van de bestaande fundering bestaat het gevaar tot globaal falen van het geheel.

Om een bestaande fundering te verdiepen of te versterken zijn er verschillende technieken beschikbaar:

- ondermetselen,
- onderschoeien,
- jet-grouting,
- verglazing,
- micropalen,
- PUR injecties.

In de volgende delen zullen deze technieken toegelicht worden aan de hand van dezelfde aspecten toegepast in deel 4.

5.1 Ondermetselen

Bij het realiseren van een nieuwe structuur langs een bestaande wordt er veelal getracht om tot een zekere hoogte boven de aanzet van de bestaande fundering te blijven. In de meeste gevallen is dit niet haalbaar en zal het aanzetpeil van de nieuw te realiseren structuur vaak zich lager situeren dan dat van de bestaande structuur. Om dit tot een goed einde te brengen is funderingsverdieping aangewezen. Er bestaan hiervoor verschillende technieken. In dit deel zal de techniek van het ondermetselen toegelicht worden.

Zoals geweten zou moeten zijn is het af te raden om de grond langs een bestaande fundering te verwijderen zonder bijkomende maatregelen. Het draagvermogen van de bestaande fundering wordt namelijk deels bepaald door de nevenbelasting, of met andere woorden het naburige volume grond. Indien dit verwijderd wordt, dan zal het draagvermogen van de fundering drastisch afnemen wat zeer gevaarlijk is. Immers kan dit veel negatieve gevolgen hebben zoals scheurvorming, bijkomende zettingen en het falen van de globale structuur.

5.1.1 Dimensionering

Bij het ontwerp van een ondermetseling moet altijd gecontroleerd worden of de belasting die aangrijpt op de nieuwe fundering kan opgenomen worden door zowel de nieuwe fundering zelf als door de grond die zich onder de fundering bevindt. Verder moeten de aangrijpende horizontale gronddrukken ook gecontroleerd worden.

Verder zijn zettingen niet uit te sluiten. Enerzijds zullen zettingen voortvloeien uit de spanningstoename in het aanzetvlak van de bestaande fundering wanneer de grond onder de fundering lokaal wordt weggraven. Anderzijds leidt de mobilisatie van het draagvermogen onder de nieuwe fundering ook tot zettingen. Indien de nieuwe fundering wordt aangezet in een draagkrachtige laag zullen de te verwachten zettingen beperkt zijn tot 10 – 15 mm. Deze zijn aanvaardbaar en kunnen veelal opgenomen worden door de structuur. In minder draagkrachtige gronden is dit niet het geval en zullen de te verwachten zettingen veel groter zijn. Een mogelijke oplossing bestaat in het plaatsen van vijzels in het contactvlak tussen de fundering en de ondermetseling. Door voorbelasting toe te passen kunnen de te verwachten zettingen beperkt worden [10].

Daarnaast is het essentieel om een zekere overdiepte te voorzien bij het realiseren van de ondermetseling. Al te vaak wordt de ondermetseling op hetzelfde niveau aangezet als de nieuw te realiseren fundering. Dit is af te raden omdat er een zekere steek nodig is voor het garanderen van de stabiliteit van de ondermetseling.

5.1.2 Uitvoering

De techniek van ondermetselen kan toegepast worden om de bestaande fundering te verdiepen zodat deze niet zal falen bij een naburige uitgraving. Een typische uitgravingsdiepte situeert zich rond de 2 – 3 m. De grootte van de uitgravingsdiepte wordt beperkt omdat er voor de stabiliteit van de uitgegraven moot alleen kan gerekend worden op de cohesie van de grond. Bij gronden met een hoge cohesie is het in principe mogelijk om grotere uitgravingsdieptes te hanteren. Echter is dit zeer risicovol en niet aan te raden omdat cohesie

zeer snel kan verdwijnen. Indien men toch wenst om met grotere uitgravingsdieptes te werken, is het aanbevolen om de techniek van de onderschoeiingen toe te passen. Deze wordt in een volgend deel toegelicht [10].

Zodra de sleuf is uitgegraven in moten met een breedte van 1 – 1,5 m wordt de nieuwe fundering aangebracht tot tegen de aanzet van de bestaande fundering. Hiervoor zijn er verschillende materialen en technieken voorhanden. Klassiek wordt metselwerk toegepast voor het ondermetselen. Echter kan het gebruik van beton ook een optie zijn. Hierbij wordt er een bekisting in de sleuf geplaatst die gelijk wordt geplaatst met de buitenkant van de bestaande fundering. Het beton wordt gestort in de bekisting via een speciaal luik. Door het gebruik van een zekere overhoogte bij het storten zal het beton tot tegen de aanzet van de bestaande fundering komen. Immers is het contact tussen de bestaande en de nieuwe zeer belangrijk en moet dit gegarandeerd worden om geen extra zettingen te induceren. Om zeker te zijn van deze aanhechting kan er eventueel lokaal geïnjecteerd worden [10].

Verder is het essentieel dat het grondwater zich voldoende diep bevindt. Er wordt aanbevolen dat de grondwatertafel zich minstens 0,5 m lager bevindt dan het aanzetpeil van de nieuwe fundering. Indien dit niet het geval is, moet er bemaald worden wil men deze techniek toepassen.

Door het rekenen op de cohesie moet een volledige moot in één keer afgewerkt worden. Deze afwerking bestaat uit het uitgraven van de sleuf, het aanbrengen van de nieuwe fundering en het terug aanvullen van de sleuf. Bij het aanvullen van de sleuf moet er extra aandacht geschonken worden aan de gebruikte materialen en de verdichting ervan. Het is aan te raden om de sleuf op te vullen met gestabiliseerde zand en deze laagsgewijs te verdichten in lagen van 30 cm. Regen of andere weersinvloeden hebben een zeer slechte invloed op de blootliggende grond. De cohesie zal afnemen en de grond kan uitgespoeld worden wat nefast is voor de bovenliggende structuur [10].

Tot slot is het af te raden om een ondermetseling uit te voeren in meerdere fases met telkens een beperkte uitgravingsdiepte. In elke fase vindt er herverdeling van de belastingen plaats met de bijhorende zettingen. Dit leidt tot een cumulatieve belastingstoename en hoge zettingen wat zeker niet wenselijk is.

5.1.3 Ondermetselen van verschillende funderingszolen

Bij het weggraven van de grond onder de fundering wordt er gerekend op de gewelfwerking van de grond. Door het uitgraven van de sleuf ontstaat er een slappe zone in de grond. De gewelfwerking van de grond zorgt ervoor dat de zones rond de sleuf die een grotere stijfheid hebben de belastingen naar zich toe zullen trekken. Hierdoor wordt de belasting verdeeld over de nog beschikbare grond waardoor de sleuf in principe niet zal instorten bij een voldoende grote cohesie.

Voor het beperken van de spanningstoenames moet de sleuf voldoende smal zijn en moet de afstand tussen de verschillende moten voldoende groot zijn. Op deze manier kunnen de

invloedszones niet met elkaar interageren. Hiervoor wordt er gebruik gemaakt van een vooropgestelde uitgravingsvolgorde van de moten [10]:

- in een eerste fase worden moten 1, 5, 9 uitgegraven;
- vervolgens worden moten 3 en 7 uitgegraven;
- daarna worden moten 2, 4, 6, 8 uitgegraven.

De moten worden dus altijd in drie fases uitgegraven.

Meestal worden scheidingsmuren tussen verschillen percelen ondermetseld. Dit heeft als voordeel dat deze muur geen openingen heeft waardoor de krachtswerking in de muur volledig verticaal is. Hierdoor kunnen de krachten perfect herverdeeld worden. Indien de muur openingen heeft zoals een raam of een deur dan is het aangewezen om deze te stutten. Door de veranderende krachtswerking in de wand bestaat de kans op schade door bijkomende zettingen.

Indien een doorlopende funderingszool wordt ondermetseld, dan is de herverdeling van de belastingen vanzelfsprekend. Echter treden er problemen op wanneer er sprake is van alleenstaande zolen. De krachtoverdracht naar naburige zolen is niet mogelijk dus moeten er maatregelen getroffen worden zodat de krachten en belastingen overgedragen kunnen worden. De meest gebruikte oplossing bestaat uit het aanbrengen van groutkolommen onder de fundering. De kolommen zorgen voor de overdracht van de belasting naar een dieper gelegen laag. Hierdoor zal het draagvermogen van de bestaande fundering in theorie niet aangetast worden. Echter worden de kolommen aangebracht door de bestaande fundering zelf. Dus er zal altijd een zekere invloed op de bestaande fundering zijn.

5.1.4 Conclusie

De techniek van ondermetselen wordt nog zeer vaak toegepast omdat het een goedkope, eenvoudige en snelle techniek is. De eenvoud van deze techniek is het grootste gevaar ervan aangezien iedereen in principe een ondermetseling kan uitvoeren. Men kan zich de vraag stellen of het wel verstandig is om zonder kennis van zaken deze techniek toe te passen. Er worden namelijk weinig tot geen bedenkingen gemaakt omtrent de vele risico's die hiermee verbonden zijn zoals schade aan de bestaande structuur, het te breed of te diep uitgraven waardoor de fundering plaatselijk kan falen et cetera. Combineer dit met de problematiek van de buitenlandse arbeiders die bedrijfjes opstarten voor allerhande werken zoals ondermetselen. Deze bedrijfjes houden geen rekening met de veiligheidsvoorschriften en de mogelijke risico's om toch maar een zo goedkoop mogelijk werk te kunnen afleveren.

Verder zijn zettingen nooit uit te sluiten. Echter hangt de grootte van de zettingen af van het type grond en de kennis van de uitvoerder. Dit is de reden dat het aan te raden is om altijd met professionals te werken en deze werken niet zelf uit te voeren. Voor eventuele schade achteraf kan er een plaatsbeschrijving opgesteld worden voor eventuele geschillen te vermijden.

5.2 Onderschoeien

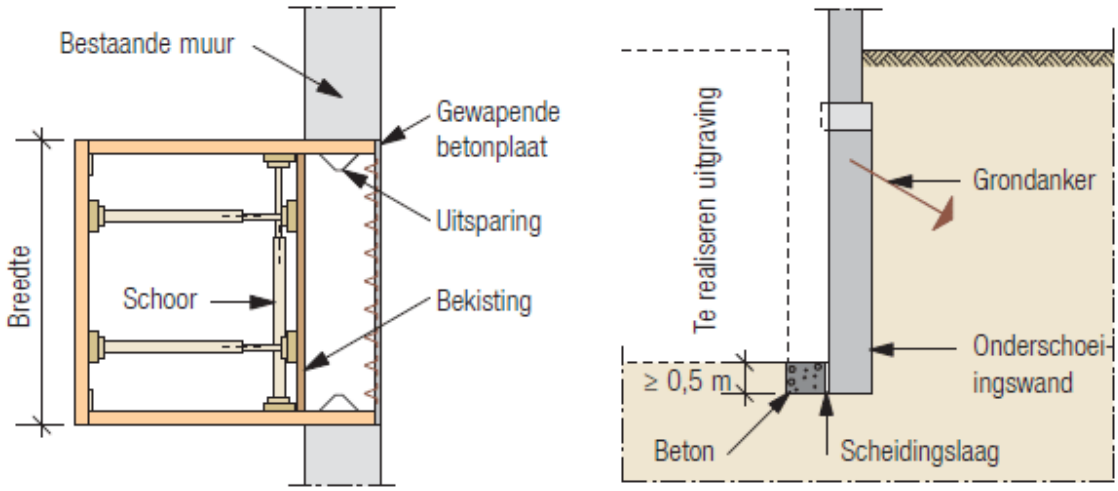
Een onderschoeiing is een ondergraving van de bestaande fundering met behulp van beschoeide putten. Deze techniek wordt toegepast om bestaande funderingen te verdiepen. Door gebruik te maken van volledig beschoeide putten is de grond op ieder moment gesteund. Op deze manier zal de grond niet of weinig ontspannen. Hierdoor is het mogelijk om de fundering over een grote hoogte te verdiepen. Onderschoeien met behulp van beschoeide putten kan enkel worden toegepast boven het grondwaterpeil. Eventueel kan men werken met een bemaling om de grondwaterstand te verlagen.

5.2.1 Uitvoering

Er bestaan 2 belangrijke technieken. Bij de eerste techniek wordt de put manueel gegraven, bij de tweede mechanisch.

5.2.1.1 Manuele uitgraving

Dit is de klassieke uitvoering van een onderschoeiing. Hierbij wordt de fundering ondergraven in stroken van ca. 1.5 m. De put naast de fundering wordt voldoende breed gemaakt zodat de beschoeiing eenvoudig uitgevoerd kan worden. Het uitgraven van de put gebeurt in stappen van 40 cm. Telkens men een laag verwijderd heeft wordt een beschoeiing aangebracht. De wand onder de bestaande fundering wordt met een betonnen element beschoeid. Dit element gaat later dienst doen als verloren bekisting. Voor de overige drie zijden worden houten balken gebruikt. De elementen worden op elkaar afgestempeld met behulp van stempels. Belangrijk hierbij is dat de betonnen elementen nauw aansluiten met de wand van de put. Elke holle ruimte kan later dichtklappen met zettingen als gevolg. Dit proces wordt elke 40 cm herhaald tot de vooropgestelde diepte bereikt wordt. Onderstaande figuur geeft een boven- en een zijaanzicht weer van een beschoeide put.



Figuur 61: boven- en zijaanzicht van een beschoeide put [60]

Eens op diepte kan wapening geplaatst worden voor de betonnen wand. Omdat er in de gehele put stempels aanwezig zijn kan er niet gewerkt worden met geprefabriceerde korven. De wapening dient dus in de sleuf gevlochten te worden. Hierbij wordt er steeds

wachtwapening voorzien zodat een verbinding met de naast gelegen moot gemaakt kan worden. Indien er gewerkt wordt met een bemaling moet er ook een waterslot geplaatst worden zodat de wand waterdicht is. Eventueel is het mogelijk om onderaan een verbrede voet uit te voeren.

De volgende stap is het plaatsen van de bekisting en het storten van de wand. De verbinding van de bestaande fundering met de nieuwe wand is cruciaal. De wand met enige overhoogte uitvoeren geeft de beste garantie op een goede aansluiting.

De meest cruciale fase van dit proces is de aanvang van een nieuwe put. Als men de grond net onder de bestaande fundering weghaalt rekent men er op dat de gewelfwerking in de fundering in staat is om de belastingen over te brengen naar de grond/wand naast de nieuwe put. Er vindt dus een spanningstoename plaats vlak naast de put. Om de gevolgen van deze toename te beperken moet er steeds voldoende ruimte zijn tussen twee opeenvolgende putten. Een veel gebruikt stramien is als volgt: 1, 5, 9, 3, 7, 2, 4, 6, 8, 10, 12.

5.2.1.2 Mechanische uitgraving

Bij de machinale uitvoering worden de beschoeiingselementen vervangen door een metalen kist. Eveneens geschiedt de uitgraving in lagen van ca. 1,5 m. Telkens een laag voltooid is wordt aan de bovenzijde van de kist een nieuw metalen element toegevoegd. Eens op diepte wordt de wapening aangebracht en het beton gestort. Later wordt de metalen bekisting terug getrokken en gerecupereerd.

5.2.2 Toepassing

Het grote voordeel van onderschoeien met behulp van beschoeide putten is de flexibiliteit. Er kan gewerkt worden vanuit een kelder met stahoogte en onder vrijwel elke bestaande muur. Onderschoeiingen kunnen uitgevoerd worden in quasi elke grondsoort, ook harde grondlagen of oude funderingen in de ondergrond vormen geen probleem. Het grote nadeel van deze techniek is dat de uitvoeringstermijn relatief lang is in vergelijking met andere methodes. Door de mechanische methode toe te passen is het mogelijk sneller te werken maar hier is uiteraard meer ruimte voor nodig. Onderschoeien wordt omwille van deze reden voornamelijk alleen maar toegepast bij kleine werven of op werven waar andere methodes niet toepasbaar zijn.

5.2.3 Aandachtspunten

De funderingsverdieping moet goed aansluiten op de bestaande fundering en de achtergelegen grond om zettingen te beperken. Echter zullen er zich nog altijd beperkte zettingen voordien omdat de draagkracht van de wand nog gemobiliseerd moet worden. De te verwachten zetting bij een onderschoeiing situeren zich rond de 10 à 15 mm [60].

Indien er langs de bestaande constructie en dus langs de verdiepte fundering een uitgraving gerealiseerd wordt, dan dient zowel de horizontale als de verticale stabiliteit van enerzijds de verdiepte fundering en anderzijds het bestaande gebouw verzekerd te zijn. Om hier aan te voldoen moet er altijd een steek van minstens 0,5 m voorzien worden. In sommige gevallen is het nodig om bijkomende horizontale ondersteuning te voorzien in de vorm van ankers. Deze

ankers kunnen rechtstreeks op de wand aangebracht worden wegens de grote stijfheid van de wand [60].

Verder moeten de elementen zo snel mogelijk geplaatst worden opdat grondontspanning vermeden wordt. Bij het aanbrengen van de elementen is de onderlinge aansluiting zeer belangrijk. Immers kan het falen van één element leiden tot het begeven van de gehele onderschoeiing.

5.3 Jetgrouting

Het jetgrouten behoort tot de grotere groep van technieken waarbij de grond mechanisch gemengd wordt met bindmiddelen. Het verglazen van de grond hoort ook tot deze groep en zal in een volgend deel toegelicht worden.

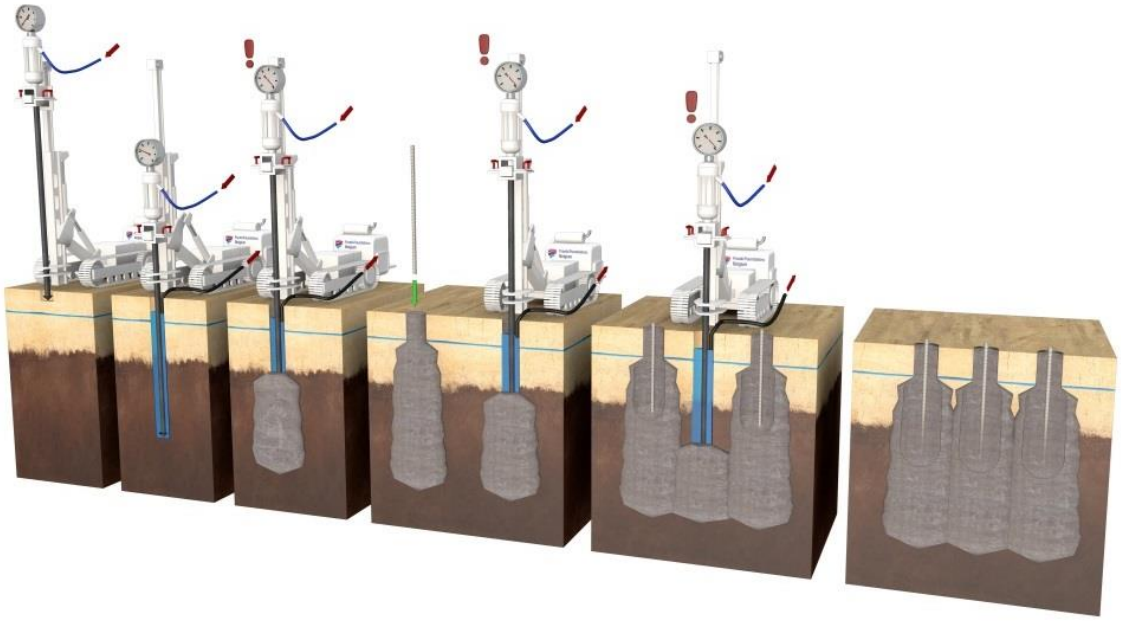
Bij jet-grouting of very high pressure-grouting wordt de grond in situ vermengd met grout, wat een combinatie is van cement en water. Op deze manier verkrijgen we elementen, voornamelijk kolommen, die dienst kunnen doen als fundering, waterkering, grondverbetering en verankering.

Voor de uitvoering wordt er gebruik gemaakt van staven met een kleine diameter, typisch rond de 80 mm. Echter kunnen er kolommen gerealiseerd worden met een diameter van 300 – 1000 mm. Dit is één van de voordelen van deze techniek, namelijk zijn toepasbaarheid in moeilijke omstandigheden. Er zijn 3 methodes beschikbaar die een onderscheid maken tussen de gebruikte injectievloeistof en het aantal, namelijk mono-jet, bi-jet en tri-jet. Dit onderscheid is belangrijk omdat de druksterkte van de groutkolommen en de toegepaste techniek afhankelijk is van het type grond.

5.3.1 Uitvoering

De uitvoering van een jet-grouting bestaat globaal gezien uit 2 grote fases. In een eerste fase worden de boorstangen met een beperkte diameter ingebracht tot op de vereiste diepte. Vervolgens wordt gelijktijdig het grout geïnjecteerd en wordt de stang terug getrokken. Het terugtrekken van de stang geschiedt door een draaiende beweging opdat er kolommen kunnen gevormd worden.

Aan de hand van onderstaande figuur zal de uitvoering gedetailleerd besproken worden.



Figuur 62: uitvoering jet-grouting [61]

Tijdens de eerste fase zal de boorstang uitgerust met een speciale boorkop ingebracht worden in de grond tot op de gewenste diepte.

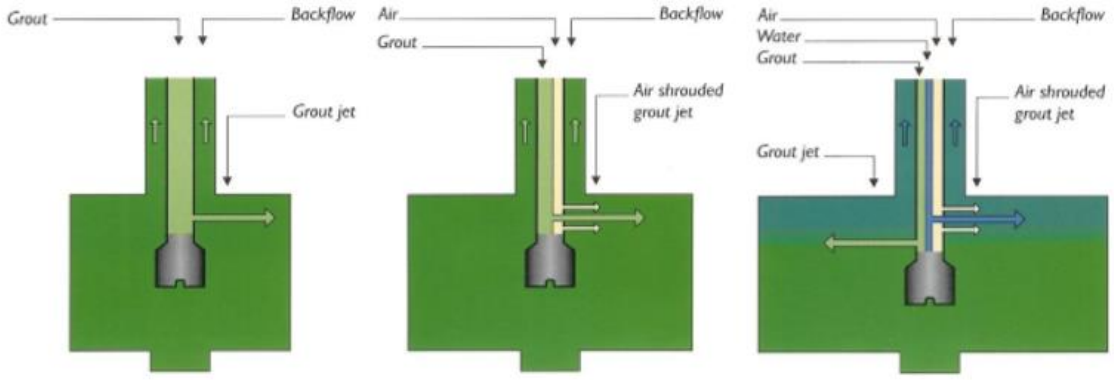
Vervolgens zal er geïnjecteerd worden. Hierbij wordt het grout onder zeer hoge druk, gaande van 150 tot 800 bar, via openingen in de boorstang geïnjecteerd terwijl de stang langzaam wordt teruggetrokken. Het hanteren van een constante snelheid bij het verwijderen van de stang is essentieel voor het vormen van een groutkolom in de grond. De dimensies van de kolom zijn afhankelijk van een aantal uitvoeringsparameters [62]:

- de injectiedruk,
- de diameter van de openingen,
- de verblijftijd van de injectiestraal,
- het debiet van de pomp,
- de capaciteit van de pomp,
- de terugtreksnelheid van de boorstangen,
- de rotatiesnelheid van de boorstangen.

Er zijn veel verbanden tussen deze parameters. In de praktijk wordt er vooral ingespeeld op de injectiedruk, de diameter van de openingen en de verblijftijd van de injectiestraal. Het injectiedebiet heeft invloed op het aantal en de diameter van de openingen alsook de injectiedruk. De capaciteit van de pomp begrenst het injectiedebiet en de injectiedruk. Verder wordt de verblijftijd van de injectiestraal bepaald door het aantal openingen, de terugtreksnelheid en de rotatiesnelheid van de boorstangen in toeren per minuut. In de praktijk zal het toerental geoptimaliseerd worden in functie van de terugtreksnelheid en het aantal openingen [62].

De openingen in de boorstang worden ook wel spuitmonden of *nozzles* genoemd. Deze openingen spelen een zeer belangrijke rol bij de uitvoering van een jet-grouting. Hoe kleiner de *nozzles*, hoe efficiënter de uitvoering. De diameter varieert doorgaans van 2 tot 8 mm. Door een kleine opening te combineren met een hoge druk zal de grond volledig gebroken worden door het omzetten van de grote druk naar kinetische energie ter hoogte van de *nozzles*. Bij het breken van de grond zal het volume rond de boorstang versneden of vermalen worden door middel van een lucht- of waterstraal afhankelijk van de gekozen methode.

Zoals reeds werd aangehaald bestaan er verschillende methodes voor het injecteren.



Figuur 63: verschillende injectiemogelijkheden [5]

Bij mono-jet (eerste figuur) wordt het grout geïnjecteerd in de grond via een aantal *nozzles*. Het is belangrijk dat er altijd minimaal 2 *nozzles* onderaan de stang zijn opdat er een rechte kolom kan gevormd worden. Indien dit niet het geval is, zal er door actie-reactie een schuine kolom gevormd worden. Afhankelijk van de situatie kan dit wenselijk zijn. Verder wordt het breken van de grond en het versterken ervan gerealiseerd door dezelfde injectievloeistof, namelijk het grout. De uitvoering geschiedt dus in één continue beweging [10, 62, 63].

Bij bi-jet (tweede figuur) zal het breken en versterken van de grond eveneens uitgevoerd worden door het grout. Het verschil zit in de component lucht. Het grout wordt omhuld door een luchtmantel waardoor enerzijds de invloedstraal vergroot en anderzijds minder materiaal verbruikt wordt omdat er minder energie nodig is voor het breken van de grond [10, 62, 63].

Bij tri-jet (derde figuur) is dit niet meer het geval. De grond wordt gebroken door het water, dat omringd wordt met een luchtmantel, onder zeer hoge druk in te brengen. Daarna wordt het grout typisch 0,3 tot 0,5 m lager ingebracht onder een lagere druk omdat de grond reeds gebroken is [10, 62, 63].

Klassiek werden mono-jet en bi-jet toegepast in niet-cohesieve gronden zoals zand en werd tri-jet toegepast in cohesieve gronden zoals klei. Tegenwoordig is het ook mogelijk om mono-jet en bi-jet toe te passen in cohesieve gronden mits er gebruik gemaakt wordt van een voorspoeling. Deze methode wordt toegepast om het materiaalverbruik te laten dalen en zal verder toegelicht worden [62].

5.3.2 Methodiek

De meest voorkomende vorm gerealiseerd door een jet-grouting is een groutkolom. Echter kunnen deze kolommen gecombineerd worden om zo verschillende elementen te realiseren zoals een wand. Om een wand te verkrijgen bestaat de mogelijkheid om kolommen elkaar te laten overlappen. Hiervoor zijn twee verschillende methodes voorhanden:

- *fresh-in-fresh sequence,*
- *fresh-in-hard sequence*.

Bij de eerste methode worden de kolommen opeenvolgend gerealiseerd zonder te wachten op het uitharden van een kolom. Hierbij wordt dus telkens een deel van de reeds gerealiseerde kolom geërodeerd om zo één geheel te verkrijgen. Het is belangrijk om voldoende aandacht te schenken aan het gevaar voor het uitspoelen van de reeds geplaatste kolom. Klassiek wordt hier mono-jet gebruikt [63].

Bij de tweede methode wordt de volgende kolom pas gerealiseerd indien de voorgaande voldoende uitgehard is. De klassieke methodiek van palenwand wordt hier dus toegepast. Er wordt gewerkt met primaire en secundaire kolommen die beurtelings gevormd worden. Afhankelijk van de situatie kunnen ook nog tertiaire kolommen toegepast worden. We verwijzen naar de voorgaande delen voor uitleg over deze methodiek [63].

Een belangrijk nadeel van de tweede methode is de schaduwwerking. De grond rond de reeds gerealiseerde kolommen kan niet gebroken worden door de injectie. Hierdoor verkleinen de dimensies van de secundaire en eventueel tertiaire kolommen.

Figuur 64: schaduwwerking [5]

5.3.3 Toepassing

In het kort bestaan de toepassing vooral uit:

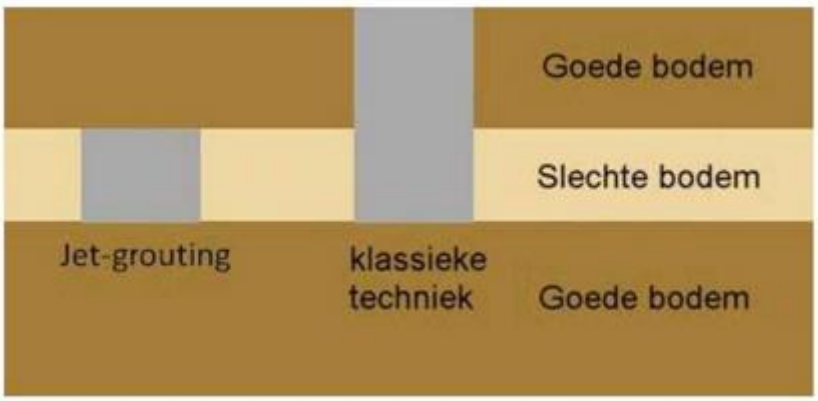
- het verhogen van het draagvermogen en verminderen van zettingen bij zowel nieuwe als bestaande funderingen;
- het beschoeien en/of onderschoeien van een bouwput;
- het aanbrengen van een waterkerende laag;
- het verdiepen, het versterken en het herstellen van bestaande funderingen
- het verbeteren van de grond.

Het aanbrengen van een waterkerende of afdichtende laag kan zowel verticaal als horizontaal. Men kan een scherm rond de bouwput aanbrengen, analoog aan een waterkerend scherm, of onder de bouwput. Echter kan men zich vooral bij de laatste mogelijkheid vragen stellen met betrekking tot de waterdichtheid. Op grote diepte zal de nauwkeurigheid van de kolommen nooit 100 % zijn. Dus de waterdichtheid van een scherm onder de bouwput kan nooit gegarandeerd worden [5].

Voor het verdiepen of onderschoeien van bestaande funderingen zal veelal mono-jet gebruikt worden. Het nadeel van de andere systemen is de lucht component. Door de lucht zal de retourstroming veel onregelmatiger verlopen waardoor er gevaar ontstaat voor bijkomende zettingen en oplichting van de omgeving. Hierbij komt ook nog dat het risico op eventuele instabiliteiten evenredig toeneemt met de diameter van de groutkolom [10].

Verder kan de techniek ook toegepast worden in moeilijke omstandigheden zoals bij kleine ruimtes of bij moeilijk te bereiken plaatsen. Dit leidt er toe dat de techniek de aangewezen oplossing is voor het verdiepen, het versterken of het herstellen van bestaande funderingen.

Bij het verbeteren van de grond zal alleen de slechte laag aangepakt worden. Dit biedt een voordeel ten opzichte van klassieke technieken waar veelal het gehele grondvolume moet aangepakt worden.



Figuur 65: grondverbetering [61]

5.3.3.1 Voor- en nadelen

Een eerste grote voordeel is de trillingsarme uitvoering. Hierdoor is de techniek uitermate geschikt voor het verdiepen, het versterken of het herstellen van bestaande funderingen. Ondanks de kleine diameter van de boorstangen kunnen er toch aanzienlijk grote groutkolommen gevormd worden. Bovendien is de invloed op de omgeving zeer klein omdat de grond ter plaatse gemengd wordt en dus niet ontlast of geroerd wordt.

Verder is de techniek bijna overal toepasbaar door de in situ vermenging met de grond, maar de druksterkte van de groutkolom is afhankelijk van het grondtype.

Bovendien kan men door het variëren van de vorm, het aantal of de richting van de groutkolommen bijna elke mogelijke vorm realiseren.

5.3.4 Aandachtspunten

Doorgaans zijn de waarden voor de druksterkte bij bi-jet en tri-jet de helft van de waarden bij mono-jet. Dit is te verklaren door de aanwezigheid van lucht. Dit duidt er ook op dat er altijd voorzichtig moet omgesprongen worden met de waarden van de druksterkte van een groutkolom. Het blijft namelijk een in situ menging van de grond met het grout. De sterkte en eigenschappen zijn zeer plaatsafhankelijk. Hierdoor kan er een grote spreiding zijn op de sterktes van verschillende kolommen op eenzelfde terrein omdat de grondopbouw zeer plaatsgebonden is.

Verder is het essentieel dat er altijd een retourstroming is. Zodra deze stopt, moet er onmiddellijk gestopt worden met injecteren. Immers zal de *spoil* niet meer afgevoerd worden, wat zal leiden tot drukopbouw in de ondergrond. Deze drukopbouw kan mogelijk leiden tot het optillen van de omgeving, vanwege de immense drukken die gehanteerd worden. Daarom is het aan te raden om altijd met professionals te werken die over de nodige ervaring beschikken.

Bij cohesieve gronden is er een grote weerstand tegen erosie vanwege de grote cohesie en een eventueel hoog kleigehalte. De erosie van de grond is essentieel bij jet-grouting. Dit heeft als gevolg dat kolommen met grote diameter moeilijk te realiseren zijn, tenzij volgende technieken worden toegepast [62]:

- uitvoeren van een voorspoeling;
- toepassen van bi-jet of tri-jet.

Bij het uitvoeren van een voorspoeling of prélavage zal de grond eerst losgewoeld worden en gedeeltelijk weggespoeld worden door een waterstraal. Hierbij verandert de dichtheid van de grond gunstig. Vervolgens wordt in een tweede fase het grout geïnjecteerd. Door het toepassen van bi-jet of tri-jet zal de gebroken klei gemakkelijker afgevoerd kunnen worden. Dit is mogelijk door de component lucht en het bijhorende *air-lift effect*.

Gronden waarin organisch materiaal voorkomt zoals veen bieden nog een aantal bijkomende nadelen. Het jetgrouten wordt bemoeilijkt door het voorkomen van grote stukken veen in de retourstroming. Het organische materiaal wordt snel geërodeerd waardoor grote samenhangende stukken in suspensie gebracht kunnen worden. Deze stukken zijn nadien nog moeilijk te versnijden. Indien dit gecombineerd wordt met het grouten door een kleine opening, dan zal alles zeer snel verstopt geraken. Dit is zeer gevaarlijk vanwege de mogelijke drukopbouw in de grond. Als oplossing kan men gebruik maken van tri-jet. Door het *air-lift effect* zal de lichtere veenstructuur opdrijven [62].

Tot slot kan er opgemerkt worden dat de uitvoering nooit volledig zettingsvrij kan zijn. Onderzoek uitgevoerd in het historisch centrum van Moskou, Rusland [64] geeft weer dat zettingen altijd zullen voorkomen en nooit uit te sluiten zijn. Om dit aan te tonen zijn er twee projecten bestudeerd waar het jetgrouten werd toegepast. Het betreft een historisch en waardevol gebouw dat uitgebreid werd met een nieuwbouw die lager gefundeerd moest

worden dan het bestaande gebouw. Om de schade aan het bestaande gebouw te beperken is de fundering van het bestaande gebouw verdiept door middel van jetgrouten.

De conclusie van het onderzoek is dat zettingen ten eerste zeer moeilijk in te schatten zijn en ten tweede dat zettingen altijd zullen optreden. Echter kan de waarde van deze zettingen zo klein zijn, dat de invloed op de bestaande structuur te verwaarlozen is. Toch is het belangrijk om hier rekening mee te houden. Uiteindelijk stelt het onderzoek dat de te verwachten zettingen minimaal 2-3 mm bedragen [64].

5.3.5 Conclusie

Bij jet-grouting of very high pressure-grouting wordt de grond in situ vermengd met grout, wat een combinatie is van cement en water. Voor de uitvoering wordt er gebruik gemaakt van staven met een kleine diameter, typisch rond de 80 mm. Echter kunnen er kolommen gerealiseerd worden met een diameter van 300 – 2500 mm. Er zijn 3 methodes beschikbaar die een onderscheid maken tussen de gebruikte injectievloeistof en het aantal, namelijk mono-jet, bi-jet en tri-jet. Dit onderscheid is belangrijk omdat de druksterkte van de groutkolommen en de toegepaste techniek afhankelijk is van het type grond.

De meest voorkomende vorm gerealiseerd door een jet-grouting is een groutkolom. Echter kunnen deze kolommen gecombineerd worden om zo verschillende elementen te realiseren zoals een wand. Om een wand te verkrijgen bestaat de mogelijkheid om kolommen elkaar te laten overlappen.

Jetgrouting wordt voornamelijk toegepast voor het verdiepen, het versterken en het herstellen van bestaande fundering alsook het verhogen van het draagvermogen en verminderen van zettingen bij zowel nieuwe als bestaande funderingen. De techniek is uitermate geschikt hiervoor door de trillingsarme uitvoering en de mogelijkheid tot gebruik in moeilijke omstandigheden.

Echter moet er aandacht geschonken worden aan de druksterkte van de groutkolommen, het voorkomen van een retourstroming en de mogelijke zettingen. De druksterkte en de toegepaste technieken verschillen van het type grond.

5.4 Verglazing

Het verglazen behoort tot de grotere groep van technieken waarbij de grond mechanisch gemengd wordt met bindmiddelen. Het jetgrouten van de grond hoort ook tot deze groep en werd reeds in een vorig deel toegelicht.

Door het afnemen van de beschikbare ruimte wordt het optimaal gebruik van de ruimte steeds belangrijker. Om hieraan te voldoen zijn verschillende technieken beschikbaar. Echter zijn deze technieken complex en zijn er steeds meer factoren in rekening te brengen. De invloed op de omgeving is dikwijls nefast. De belangrijkste invloeden zijn bijkomende zettingen veroorzaakt door ontgravingen langs belendingen en trillingen alsook het verlagen van het grondwater door bemalingen.

Verglazing is een techniek die vooral in Nederland toegepast wordt. Deze techniek tracht een antwoord te bieden op de voornoemde problemen. De oplossing wordt voorzien in de vorm van grondinjecties. Echter is dit procedé alleen toepasbaar in zandgronden, omdat klei of veen niet geschikt is voor te injecteren [65].

5.4.1 Uitvoering

Bij de uitvoering wordt er onderscheid gemaakt tussen horizontale en verticale constructieve grondinjectie. De horizontale injectie bestaat uit het vormen van een gellaag die op een bepaalde diepte de grondwaterstroming zal keren. Hierdoor kan de bouwput droog gehouden worden met een bemaling met een beperkt debiet.

In een eerste stap zal de bouwput beschoeid worden. Vervolgens wordt er binnen de bouwput een stramien uitgezet. Volgens dit stramien zal er geïnjecteerd worden via loodrecht in de grond gebrachte lansen of injectieslangen. De injectieslangen worden aangesloten op pompen die onder lage druk, maximaal 10 bar, een mengsel van waterglas en harder in de grond pompen. Door het inbrengen van dit mengsel worden de zandkorrels in de grond verlijmd tot één geheel. Opdat er zich volumes van versterkte grond kunnen vormen, worden het water en de lucht tussen de zandkorrels vervangen door het mengsel. De volumes zijn veelal kolommen of bolvormig en overlappen elkaar. Na een uithardingsperiode van 7 dagen ontstaat er een waterdicht scherm [66].

Echter moet er rekening gehouden worden met de aangrijpende spanningen onderaan dit scherm. De volledige waterdruk grijpt aan op het scherm. Daarom moet er rekening gehouden worden met de mogelijkheid van opdrijven van de bouwput. Hiervoor moet er dus altijd een zeker volume grond boven het scherm behouden blijven. Dit volume is gemakkelijk te berekenen indien de grondopbouw en de grondwaterstand gekend zijn.

Bij verticale injectie is de injectie voornamelijk constructief. Ze verloopt analoog aan de horizontale met het verschil dat het geïnjecteerde mengsel bestaat uit minder water en meer waterglas en harder. Het hoofddoel van de verticale injectie is het verbeteren van de sterkte-eigenschappen van de grond. Deze techniek wordt vooral toegepast bij het verdiepen of versterken van bestaande funderingen in zandgronden. Door schuin te injecteren kan de grond onder de fundering verglaast worden. Na uitharding kan de grond langs de fundering weggraven worden.

Voor specifieke uitvoeringsmodaliteiten wordt er verwezen naar de vakliteratuur [67].

5.4.2 Bedenkingen

Verglazing van de grond kan alleen maar toegepast worden in zandgronden met weinig tot geen onzuiverheden. Om de grondopbouw te kennen wordt er geadviseerd om minimaal 8 handboringen uit te voeren in de buurt van de te injecteren wand. Hiervoor gebruikt men slagsonderingen.

Bij deze stelling kunnen al enkele bedenkingen geformuleerd worden. De sonderingen zijn lokaal en de grondopbouw kan zeer fel verschillen door bijvoorbeeld de aanwezigheid van kleilensen. Dus men kan zich de vraag stellen of de techniek voldoende betrouwbaar is. Enerzijds is er de samenstelling van de grond waar men nooit uitspraken met 100 % zekerheid over kan doen. Anderzijds is de sterkte van de verglaasde grond sterk afhankelijk van de opbouw van de grond. Verder zijn trillingen tijdens het uitharden van de verglazing nefast voor de sterkte. Deze moeten ten allen tijde vermeden worden.

Het verglazen van de grond tracht een alternatief te vormen voor de andere reeds beschikbare injectietechnieken. Echter zijn er veel randvoorwaarden waaraan voldoen moet worden en bestaan er nog grote onzekerheden. Verder wordt de techniek zeer weinig toegepast in België. Dit draagt bij tot de vele vraagtekens die bij deze techniek kunnen geplaatst worden.

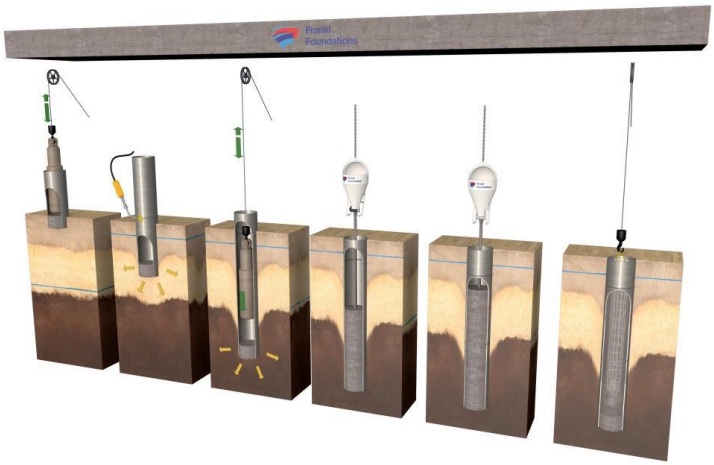
5.5 Micropalen

Micropalen zijn palen met een beperkte diameter. Afhankelijk van de techniek schommelt deze tussen de 180 mm en de 300 mm. De palen werken voornamelijk op schachtweerstand. Micropalen worden niet beschouwd als gewone palen en daarom hebben ze een aparte berekeningsmethode. Er bestaan verschillende soorten micropalen met elk met hun voor- en nadelen.

5.5.1 Uitvoering

5.5.1.1 In de grond geheide palen met verloren voerbuis

Deze techniek werkt op het principe van kokerpalen. Eerst wordt een stalen voerbuis de grond in geheid. Onderaan deze voerbuis is er een prop droge beton aangebracht waarop het valblok van de hei installatie valt. Door de wrijving tussen de prop beton en de voerbuis wordt de buis mee in de grond getrokken. Eens op diepte wordt er wapening aangebracht in de voerbuis en vervolgens wordt de buis opgevuld met beton.



Figuur 66: uitvoering in de grond geheide palen met verloren voerbuis [68]

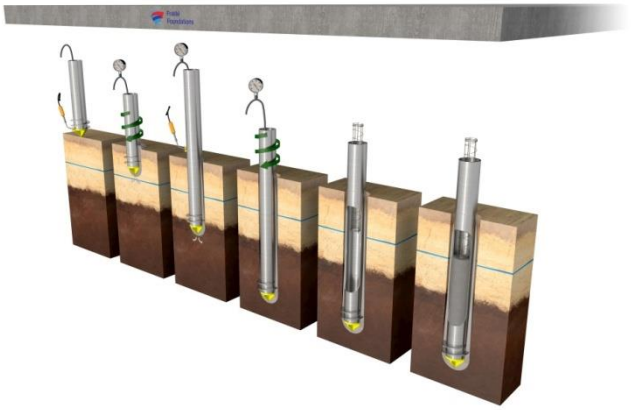
Als er gewerkt wordt in ruimtes met een beperkte werkhoogte wordt de voerbuis in verschillende elementen met beperkte hoogte geleverd en er wordt dan gebruik gemaakt van een speciale heimachine. De elementen worden vervolgens aan elkaar gelast tot de paal zich op de opgegeven diepte bevindt.

Deze techniek heeft als voordeel dat de paal volledig grondverdringend uitgevoerd wordt. Dit betekent dat er geen grondontspanning kan plaatsvinden wat voordelig is voor het draagvermogen van de paal. Ook betekent dit dat er geen grondafvoer nodig is. De voerbuis is verloren en blijft dus achter in de grond en is het dus mogelijk om de paal over de volledige lengte te wapen. De buis biedt ook een extra laag bescherming tegen corrosie van de wapening wat vooral in agressieve milieus voordelig is. Ook betekent dit dat de paal toepasbaar is in zeer slappe en onstabiele lagen omdat het beton in een buis zit en dus niet weg kan vloeien. Verder is het ook mogelijk om deze paal onder een helling uit te voeren.

Een nadeel is dat de paal geheid wordt wat betekent dat er trillingen zullen ontstaan. Als het valblok echter in de voerbuis werkt blijven deze trillingen in het algemeen beperkt zodat er naast bestaande funderingen en gebouwen gewerkt kan worden. Toch wordt er aangeraden om op naastgelegen funderingen trillingsmetingen uitvoeren om alsnog schade te vermijden.

5.5.1.2 In de grond geschroefde palen met verloren voerbuis

Bij geschroefde palen wordt de voerbuis in de grond geschroefd in plaats van geheid. Hiervoor wordt de voerbuis voorzien van een speciale schroefvormige kop welke de grond zijdelings verdringt. Eens de benodigde diepte of weerstand bereikt is wordt de wapening aangebracht en wordt de voerbuis gevuld met beton. Ook hier is het mogelijk om met speciale machines deze techniek toe te passen in lage ruimtes. De voerbuis wordt dan steeds weer verlengd door er een nieuw element aan te lassen. Hierbij moet er wel extra aandacht besteed worden aan de lassen omdat deze lassen het koppel van de boormachine moeten overdragen op het volgende element.



Figuur 67: uitvoering in de grond geschroefde palen met verloren voerbuis [69]

De paal wordt evenwel volledig grondverdringend uitgevoerd wat leidt tot een groot draagvermogen en geen grondafvoer. Ook hier gaat het om een verloren voerbuis. Het is dus wederom mogelijk om door onstabiele en slappe lagen te gaan. Er is een extra laag corrosie bescherming aanwezig en het is mogelijk om de paal over de volledige lengte te wapenen. Een ander groot voordeel is dat de uitvoering volledig trillingvrij gebeurt.

Harde insluitsels, zoals oude funderingen of zeer weerstandbiedende lagen, kunnen echter wel een hindernis vormen tijdens het aanbrengen van de palen.

5.5.1.3 In de grond geschroefde palen met verloren voerbuis met grondvermenging

Dit type micropaal is van hetzelfde type als de paal vermeld in de vorige paragraaf, met het verschil dat er tijdens het schroeven van de paal grout geïnjecteerd wordt via de voerbuis. Door deze techniek toe te passen wordt het boorgat volledig opgevuld met het grout. Dit heeft als belangrijkste voordeel dat de draagkracht van de paal aanzienlijk vergroot wordt. Een bijkomend voordeel is dat de wrijvingsweerstand tijdens het aanbrengen van de paal

aanzienlijk verminderd wordt waardoor er gemakkelijker door weerstandbiedende lagen geschroefd kan worden.

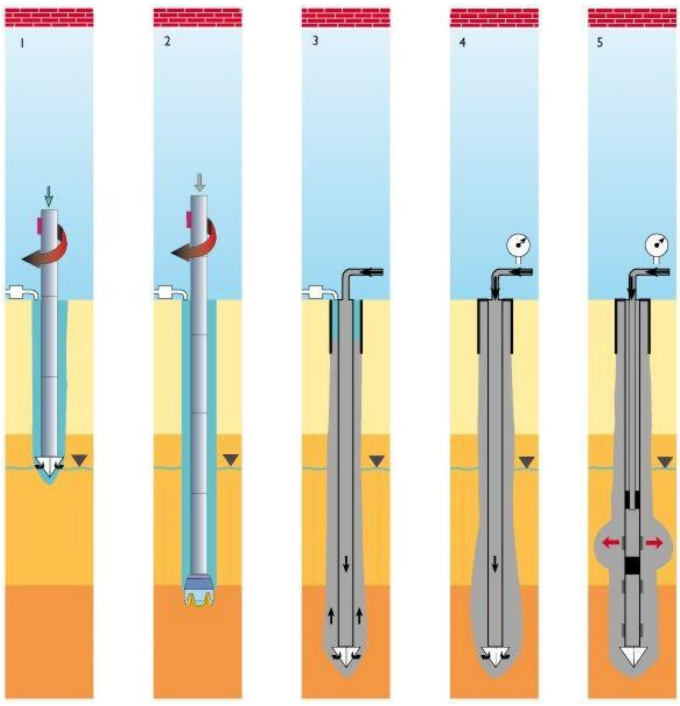
5.5.1.4 Spoelboorpalen

Bij een spoelboring worden 2 technieken toegepast. Er kan geboord worden met een enkelvoudige boorstang of een dubbele boorstang. Bij de eerste techniek wordt er tijdens het boren een boorvloeistof, water of cementspecie, door de stang gepompt. De vloeistof komt dan vervolgens langs de buitenzijde van de stang terug naar boven en brengt de losgewoelde grond mee naar boven. Eens op diepte wordt de boorstang terug getrokken en het boorgat gevuld met beton. Nadien worden de wapeningsstaven aangebracht in het verse beton. Deze methode heeft het voordeel snel en eenvoudig uitvoerbaar te zijn. Het nadeel is dat er grondontspanning optreedt wat er toe leidt dat deze palen een gering draagvermogen hebben.

Als men een dubbele boorstang gebruikt wordt de boorvloeistof door de binnenste buis naar omlaag gepompt en stijgt deze, samen met de losgewoelde grond, weer naar boven tussen de dubbele wand van de stang. Dit heeft het grote voordeel dat grondontspanning vermeden wordt waardoor het draagvermogen toeneemt.

5.5.1.5 Injectiepalen

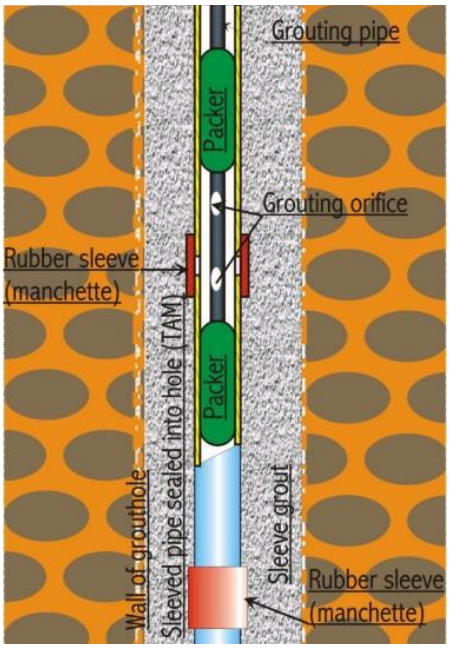
De uitvoering van dit type micropaal zal toegelicht worden aan de hand van de onderstaande figuur.



Figuur 68: uitvoering injectiepalen [5]

Bij het realiseren van injectiepalen is de eerste stap een boorgat maken. Dit wordt veelal gerealiseerd door een spoelboring met enkelvoudige boorstang. Eens op diepte wordt het boorgat gevuld met een cement-bentoniet mengsel en wordt er een wapeningsbuis

neergelaten. Deze wapeningsbuis is aan de onderzijde voorzien van manchetten. Een manchette is een opening in de wapeningsbuis afgesloten door een rubberen koker. In sommige gevallen is de boorstang voorzien van manchetten. De stang blijft dan achter in het boorgat en doet dienst als wapening [5, 10].

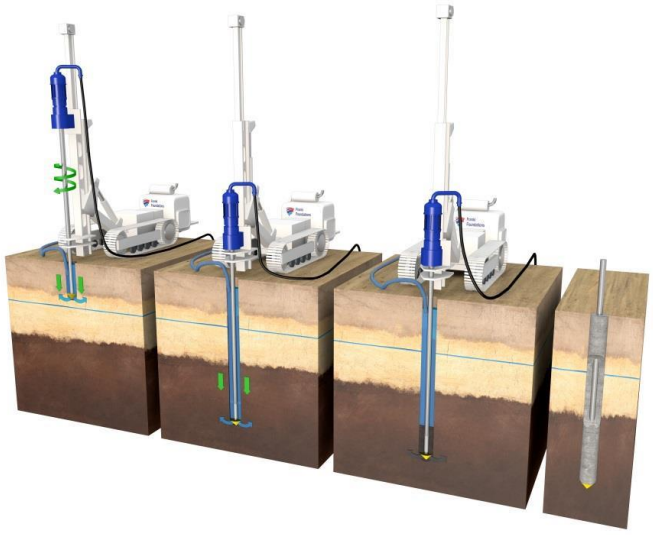


Figuur 69: detail van een injectiepaal [5]

Eens het cement-bentoniet mengsel uitgehard is gaat men via de manchetten een grout injecteren. Tijdens het injecteren gebruikt men een zogenaamde *dubbele packer*. Hierdoor kan er manchette per manchette geïnjecteerd worden. Het injecteren gebeurt telkens tot er een vooraf bepaalde injectiedruk bereikt wordt. Door te injecteren wordt de grond rondom de paal opgespannen. Hierdoor kunnen er aanzienlijk grotere krachten opgenomen worden dan wanneer men niet zou injecteren. Het nadeel van deze techniek is de uitvoering die nogal omslachtig is [5, 10].

5.5.1.6 Palen met verloren boorstangen

Door gebruik te maken van een spoelboring wordt een holle wapeningsstaaf aangebracht in de grond. De wapeningstaaf kan opgebouwd worden door verschillende elementen met beperkte diameter aan elkaar te verbinden met een schroefverbinding. Eens de gewenste diepte bereikt is wordt de boorvloeistof vervangen door een hoogwaardig grout [10, 70, 71].



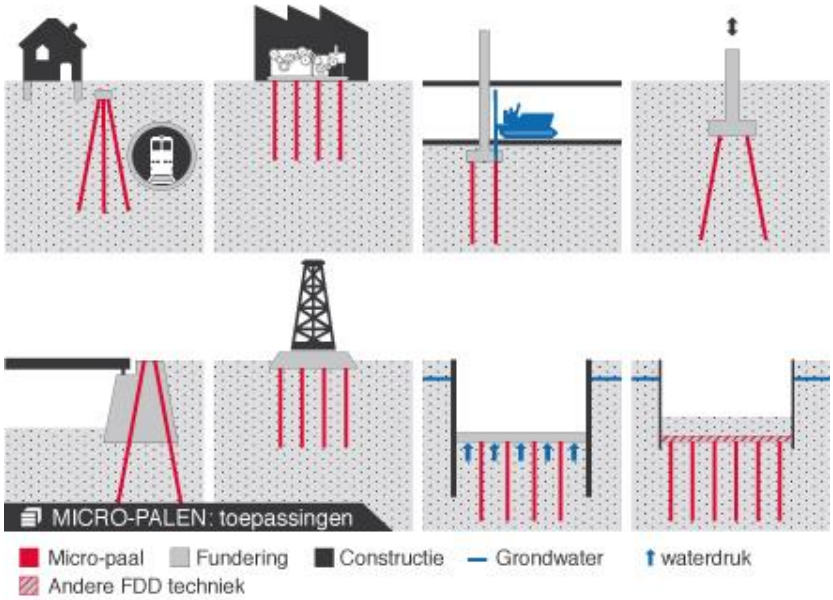
Figuur 70: uitvoering palen met verloren boorstang [71]

Het grote voordeel van deze techniek is dat ze eenvoudig is en met zeer kleine machines trillingvrij uitgevoerd kan worden. Het is zelfs mogelijk om de palen met elektrische machines uit te voeren. Dit maakt deze techniek ideaal om in kleine besloten ruimtes uit te voeren.

5.5.2 Toepassing

Micropalen kunnen trillingvrij uitgevoerd worden met relatief kleine machines. Vaste obstakels in de ondergrond, zoals bestaande/oude funderingen vormen geen probleem. Vaak kunnen de palen ook onder een hoek uitgevoerd worden. Dit maakt van micropalen de ideale techniek om het verstevigen van funderingen uit te voeren in kleine of moeilijk bereikbare ruimtes.

Doordat de palen gewapend zijn kunnen ze ook als trekpalen dienst doen. Op onderstaande figuur wordt een klein overzicht gegeven van mogelijke toepassingen [70, 71].



Figuur 71: toepassing micropalen [70]

5.5.3 Aandachtspunten

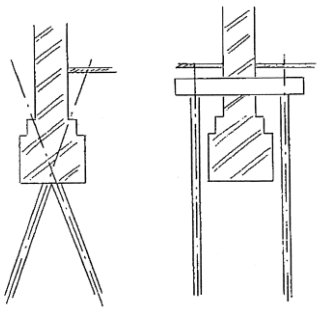
Een belangrijke opmerking bij micropalen is dat er zich eerst beperkte zettingen moeten voordoen vooraleer ze een belasting kunnen opnemen. Micropalen werken uitsluitend door schachtwrijving, de zettingen zijn dus noodzakelijk om schuifspanningen te mobiliseren. Deze zettingen worden groter naarmate de micropaal langer en minder stijf wordt.

De sterkte van micropalen is sterk afhankelijk van de uitvoering. Het is dus aangewezen om uitgevoerde palen systematisch te testen. Indien dit om praktische redenen niet gedaan wordt is het aangewezen extra veiligheden in rekening te brengen.

Een ander belangrijk punt is dat micropalen een eigen berekeningsmethode hebben en dus niet berekend worden zoals palen [10].

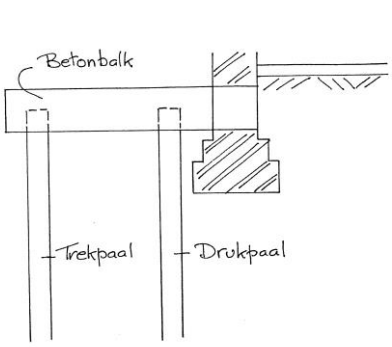
5.5.4 Aansluiting met bestaande funderingen

Indien mogelijk wordt er langs de twee kanten van de bestaande fundering een paal aangebracht. Dit kan op twee manieren gebeuren. Een eerste manier is om de palen onder een hoek door de fundering te boren. Belangrijk hierbij is dat de palen kruisen binnen de bestaande fundering zodat er geen mechanisme ontstaat. Een tweede mogelijkheid is om de paalkoppen door de bestaande fundering te verbinden met een balk [10].



Figuur 72: aansluiting met bestaande fundering [10]

Indien er niet langs de twee kanten gewerkt kan worden kan er gewerkt worden met druk- en trekpalen. Beide palen worden dan verbonden met de fundering door middel van een paaljuk [10].



Figuur 73: aanbrengen paaljuk [10]

5.6 Polyurethaan injecties

Polyurethaan injecties zijn voornamelijk gericht op het herstellen van funderingen. Dit wordt bereikt door de grond te injecteren met een twee componenten hars. Deze hars heeft als eigenschap dat eens gemengd zijn uiteindelijk volume tot 30 maal zijn origineel volume kan bedragen. Hierdoor wordt de grond rondom de injectieplaats opgespannen en worden scheuren in bovengelegen funderingen en muren gedicht.

5.6.1 Uitvoering

De uitvoering bestaat uit 3 stappen: boren, injecteren en expanderen [72]. De eerste stap bestaat er in om volgens een vooraf bepaald raster gaten te boren in of naast de verzakte fundering. Na het boren brengt men een injectiebuis in het boorgat. De volgende stap is het injecteren van de grond. Hiervoor wordt een speciaal injectiepistool gebruikt dat de twee componenten mengt en vervolgens in de grond injecteert. De twee componenten van de hars beginnen vrijwel onmiddellijk met elkaar te reageren en dus te expanderen. Hierdoor wordt de grond opgespannen en vergroot de draagkracht. Tevens wordt de verzakte fundering omhoog getild en de scheuren gedicht [72].

Een variant op deze techniek is dat men in plaats van een injectiebuis een buis gewikkeld in een geotextiel inbrengt in het boorgat. Na het injecteren vormt het geotextiel een zak rond de injectie buis waardoor de grond er rond opgespannen is. Het doel van deze variant is voornamelijk om zwakke lagen onder bestaande funderingen te overbruggen om zo verdere zettingen te vermijden [73].

5.6.2 Toepassing

De belangrijkste toepassing van PUR injecties is het herstellen van door zettingen beschadigde funderingen. Deze techniek kan echter enkel toegepast worden op strook en plaatfunderingen. Door de snelle reactie tussen beide componenten zijn de resultaten vrijwel onmiddellijk visueel zichtbaar. Dit leidt tot het behalen van zeer kleine toleranties. Verder wordt de hars over de volledige lengte van de verzakking geïnjecteerd waardoor er geen puntlasten op de fundering geïntroduceerd worden.

De variant vermeld in het vorige deel richt zich voornamelijk op het stabiliseren van funderingen door de draagkracht van de zwakke lagen te vergroten of de zwakke laag volledig te overbruggen.

De belangrijkste voordelen van PUR injecties zijn de eenvoudige en snelle uitvoering. Elke stap in het proces wordt uitgevoerd met klein handbediend gereedschap. Hierdoor is het mogelijk om op vrijwel elke toegankelijke plaats te werken. Ook wordt er zo zeer weinig overlast gecreëerd [74].

6 Case studies

In dit deel zal ingegaan worden op een aantal case studies die betrekking hebben tot beschoeiingen en onderschoeiingen. Specifiek zullen de berekening van een berlinerwand, een onverankerde onderschoeiing en een verankerende palenwand behandeld worden. Het doel van deze case studies is om een praktische insteek toe te voegen zodat deze scriptie nog beter kan voldoen aan de noden van de praktijk. Om aan dit doel te voldoen zullen bestaande rekennota's geanalyseerd en geïnterpreteerd worden. Deze rekennota's zijn gebaseerd op de nota's van bedrijven zoals De Coster D. en CVR en worden ons aangeboden door het begeleidende bedrijf V2S.

Verder zijn de gebruikte cijferwaarden louter indicatief en worden deze vooral gebruikt voor het duiden van de gebruikte methodes en principes.

6.1 Berlinerwand

De eerste case study die behandeld zal worden is een berlinerwand. Deze is gebaseerd op een rekennota van De Coster D. verkregen via V2S.

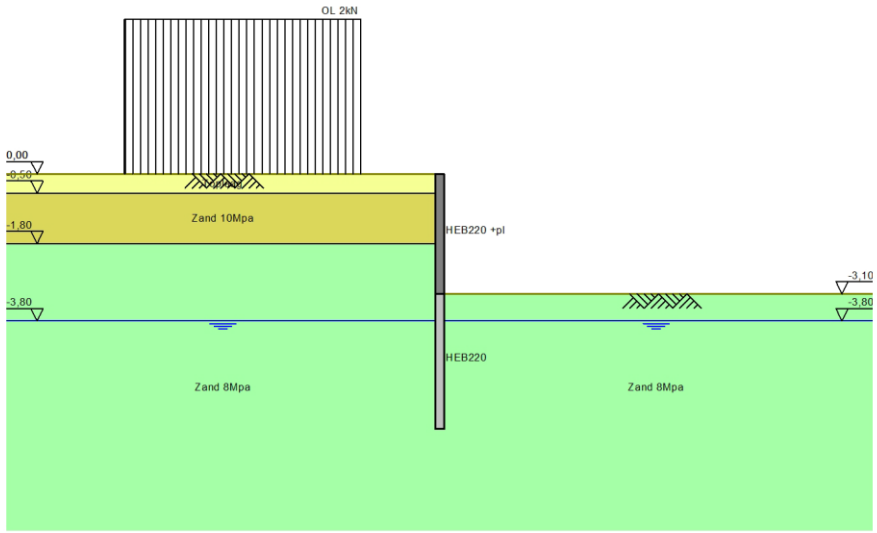
De eerste stap bij de berekening bestaat altijd uit het uitvoeren van een grondonderzoek. Hiervoor kunnen zowel mechanische als elektrische sonderingen gebruikt worden. Echter verdient het de aanbeveling om elektrische sonderingen toe te passen vanwege de nauwkeurigheid en de meegeleverde grondopbouw. Verder wordt ook de grondwatertafel bepaald. In het geval van een berlinerwand is het immers essentieel om deze te kennen. Bovendien moet de grondwaterstand gekend zijn vooraleer een keuze kan gemaakt worden voor het type beschoeiing.

Uit de uitgevoerde sonderingen volgt de volgende grondopbouw.

Tabel 9: grondopbouw

Laag	Niveau	Soortelijk gewicht [kN/m³]		Cohesie	Hoek van inwendige wrijving	Wrijving materiaal
	[m]	Droog	Nat	[kN/m²]	[°]	[°]
Toplaag	0,00	17,00	19,00	15,00	30,00	20,00
Zand 10 MPa	-0,50	18,00	20,00	2,00	32,50	16,60
Zand 8 MPa	-1,80	18,00	20,00	2,00	32,50	16,60

Vervolgens kan een model gegenereerd worden met deze gegevens. De visualisatie hiervan wordt getoond in de onderstaande figuur.

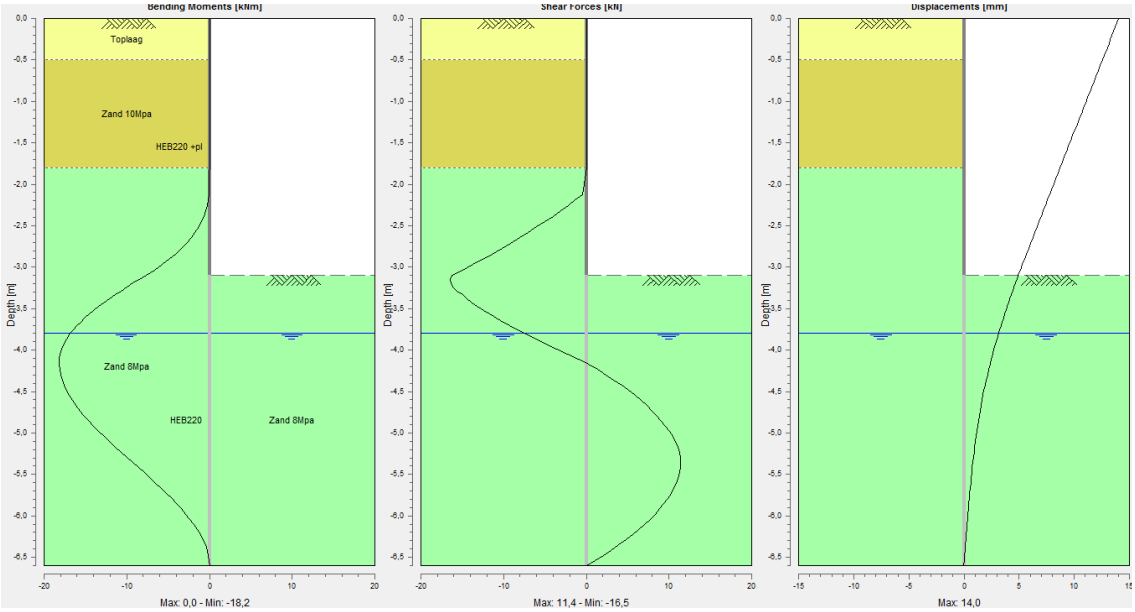


Figuur 74: bestaande situatie

Dit model wordt gebruikt voor het berekenen van de snedekrachten en de theoretische zetting op oneindig. Hiervoor zijn verschillende modellen en methodes beschikbaar. In dit geval zal het gekoppelde verenmodel D-Sheet [75] toegepast worden. Zoals reeds werd aangehaald in deel 3.1.2 is de nauwkeurigheid van het model afhankelijk van de complexiteit. D-Sheet is een programma gebaseerd op de richtlijnen gegeven in publicatie 166 van het CUR [33]. Deze publicatie geldt als basis voor de nationale annex van Eurocode 7. Hieruit volgt dat dit model veelal toegepast wordt door zijn relevantie en nauwkeurigheid.

Voor de berekening worden een aantal aannames gemaakt die na de berekening gecontroleerd worden en indien nodig aangepast worden volgens een iteratief proces. Deze aannames bestaan uit: het profieltype (HEB220), de hart op hart afstand van de profielen (1,5 m), de lengte van de profielen (6,6 m), de opvulling (staalplaat of hout), het gebruik van ankers (neen), de mogelijkheid tot recuperatie (ja), de overlast (2 kN) en de keerhoogte (3,10 m).

Zodra deze gegevens ingevoerd zijn in het model, zal de berekening de volgende resultaten opleveren.



Figuur 75: resultaat D-Sheet Piling model

Het maximale buigmoment in de wand bedraagt 18,2 kNm. Echter moet conform Eurocode 3 hier een ponderatiefactor op toegepast worden.

$$M_{profiel} = 1{,}35 * M_{max} = 1{,}35 * 18{,}2 = 24{,}57\ kNm \qquad (6.1)$$

De volgende stap is om te controleren of het gekozen profiel voldoet. Voor het HEB220 profiel geldt dat W_{el} = 735,5 cm³.

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \rightarrow 24{,}57 \leq M_{Rd} = W_{el} * f_y = 735{,}5 * 10^3 * 235 = 172{,}84\ kNm \qquad (6.2)$$

Uit vergelijking 6.2 volgt dat het gekozen profiel voldoet.

Tot slot wordt de maximale horizontale verplaatsing bepaald. Om de uitwijking te bepalen wordt het verschil gemaakt tussen de verplaatsing bovenaan en de verplaatsing op het niveau van de uitgraving.

$$z = 14{,}3 - 4{,}9 = 9{,}4\ mm$$

Uit deel 4.4.3 blijkt dat deze horizontale verplaatsing toelaatbaar is indien de afstand tot bestaande structuren voldoende groot is. Echter moet deze regel in de juiste context geplaatst worden afhankelijke van de specifieke randvoorwaarden.

6.2 Verankerde palenwand

De tweede case study die behandeld zal worden is een verankerde palenwand. Deze is gebaseerd op een rekennota van CVR verkregen via V2S.

De palenwand wordt uitgevoerd met behulp van soil mix. Voor meer uitleg omtrent deze techniek verwijzen wij u graag door naar deel 4.6. Verder zal de palenwand verankerd worden omdat de bouwput zich in een stedelijke omgeving bevindt.

In de volgende delen zal de methodiek van de berekening toegelicht worden.

6.2.1 Producteigenschappen

De palen worden gewapend met profielstaal S235.

De paaldiameter bedraagt 430 mm en is afhankelijk van de toegepaste machine.

De as op as boorafstand bedraagt 370 mm en is eveneens afhankelijk van de gebruikte techniek.

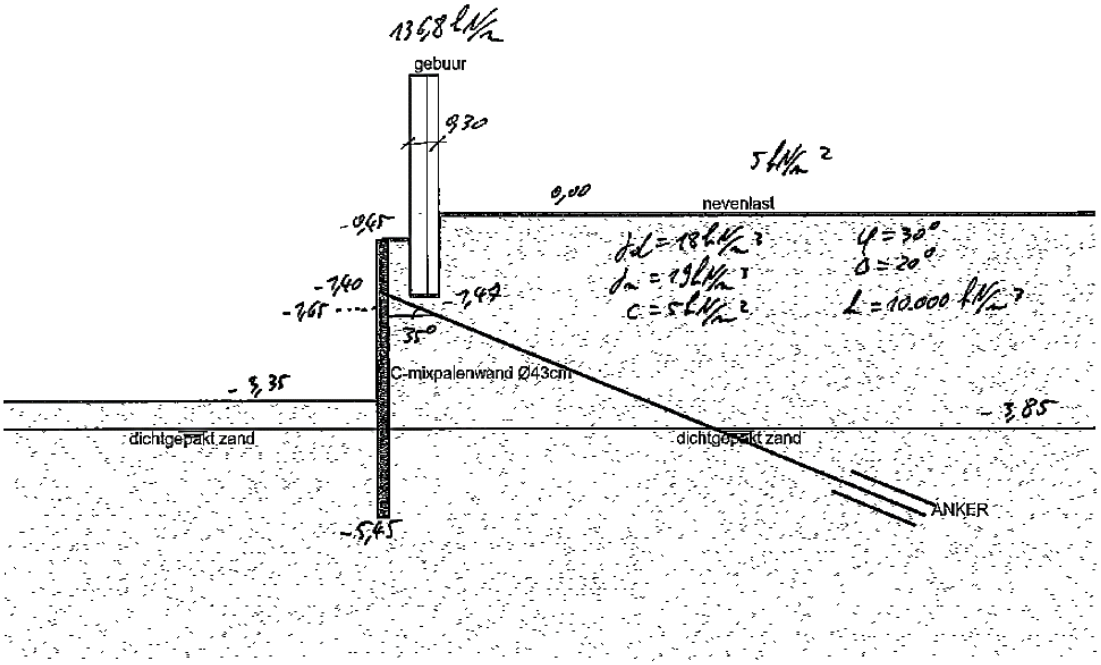
De stijfheid van de wand wordt bepaald door de wand te beschouwen als een doorlopende wand met een gemiddelde dikte van 350 mm.

$$EI = 10 * 10^6 * \frac{1 * 0{,}35^3}{12} = 35{,}73\ kNm^2/m$$

Voor de belastingen geldt dat P_1 = 5 kN/m² en er grijpt een lijnlast aan van 136,80 kN/m.

6.2.2 Uitvoeringsmethode

De uitvoering gebeurt in 3 fasen. In de eerste fase wordt de bouwput uitgegraven tot op 1,65 m diepte. Vervolgens worden de ankers geboord en opgespannen. Hierna wordt de bouwput uitgegraven tot op de finale diepte, namelijk 3,35 m. De volgende figuur geeft een beeld van de bouwput en de bijhorende karakteristieken.

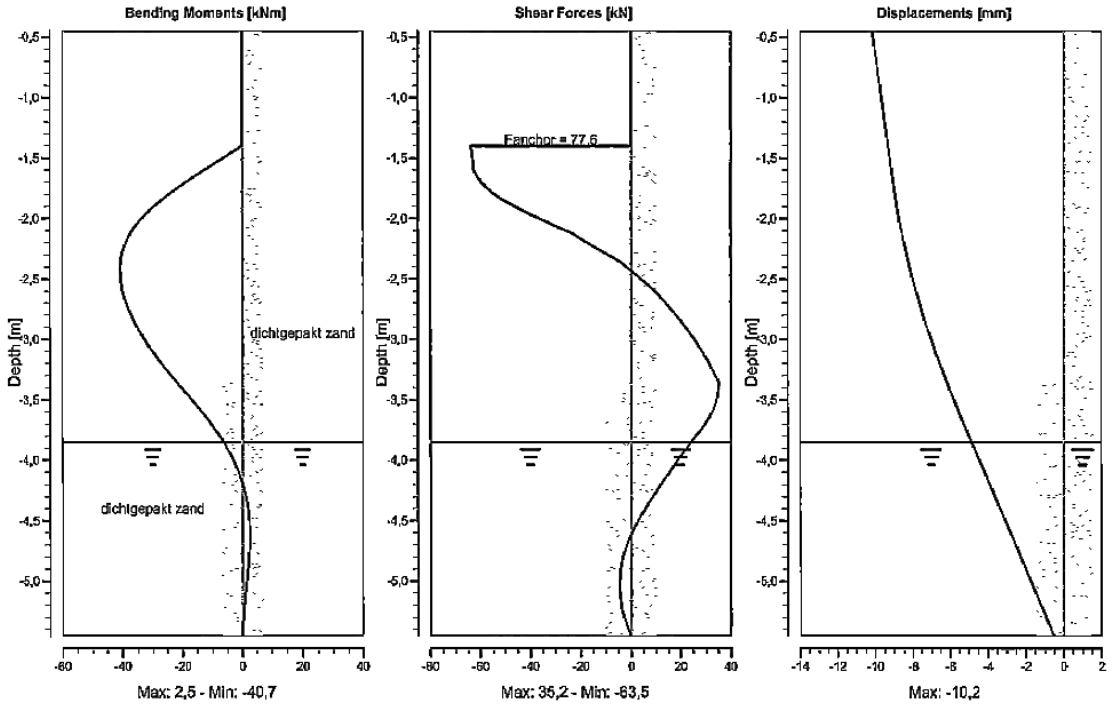


Figuur 76: uitvoering soil mix palenwand

6.2.3 Berekening maximaal moment en wapening

Voor de berekening wordt hetzelfde rekenmodel als bij de berlinerwand toegepast. Hieruit volgt dat:

- M_{max} = 40,70 kNm/m
- A_{ax} = 77,64 kN/m



Figuur 77: resultaat berekening

Via $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ kan analoog aan de voorgaande berekening het wapeningsprofiel gevonden worden.

6.2.4 Bepalen totale axiale ankerkracht

Voor het bepalen van de totale axiale ankerkracht F wordt gebruik gemaakt van de volgende vergelijking:

$$F = A_{ax} * T \tag{6.3}$$

Hierin is A_{ax} de axiale ankerkracht per meter en T de tussenafstand van de ankers in meter. Voor T wordt aangenomen dat deze 1,85 m bedraagt. Vergelijking 6.3 invullen geeft dus het volgende resultaat voor de totale axiale ankerkracht:

$$F = A_{ax} * T = 77{,}64 * 1{,}85 = 143{,}63\ kN$$

De voorgaande berekeningen worden toegepast voor elke zijde van de bouwput. Zodra deze berekening uitgevoerd zijn, kan het draagvermogen van de palenwand bepaald worden.

6.2.5 Bepalen draagvermogen palenwand

Het nuttig draagvermogen d_n is in functie van het grensdraagvermogen van de punt d_{gp} en het grensdraagvermogen op wrijving d_{gfr}.

$$d_n = \frac{d_{gp}}{2{,}5} + \frac{d_{gfr}}{4} \tag{6.4}$$

$$d_{gp} = S^2 * \pi * q_c \tag{6.5}$$

$$d_{gfr} = \frac{f_t}{110 * 2 * S * \pi} \tag{6.6}$$

In bovenstaande vergelijkingen is S de straal van de paal in mm, is q_c de conusweerstand aan de punt uit de sondering in MPa, is 110 de omtrek van de sondeerbuis in mm en is f_t de netto wrijving op de mantel van de sondeerbuis in kN. Indien bovenstaande vergelijkingen ingevuld worden, geeft dat het volgende resultaat:

$$d_{gp} = S^2 * \pi * q_c = 215^2 * \pi * 6 = 871\ kN$$

$$d_{gfr} = \frac{f_t}{110 * 2 * S * \pi} = 0$$

$$d_n = \frac{d_{gp}}{2{,}5} + \frac{d_{gfr}}{4} = \frac{871}{2{,}5} = 349\ kN$$

Het nuttig draagvermogen wordt verder gereduceerd door het voorkomen van een tweedimensionale breukfiguur.

$$d_n = 349 * 0{,}66 = 230\ kN$$

Verder bedraagt de afstand tussen de secundaire palen 2 * 370 = 740 mm. Hieruit volgt het draagvermogen per lopende meter.

$$d_n = \frac{230}{0{,}74} = 311\ kN/m$$

Vervolgens kunnen de ankers gedimensioneerd worden.

6.2.6 Dimensionering van de ankers

De gevraagde ankerkracht wordt bepaald uit de voorgaande berekeningen en bedraagt 143,63 kN. Deze wordt afgerond naar 150 kN. Rekening houdend met deze nodige ankerkracht en een verondersteld type kan de lengte van het anker bepaald worden. Er wordt uitgegaan van het type Ischebeck® 30/11 boorkroon 75 mm.

Voor het berekenen van de nodige lengte wordt gebruik gemaakt van de volgende formule:

$$l_t = l_v + l_w \tag{6.7}$$

Hierin is l_t de totale lengte in m, is l_v de vrije lengte in m en is l_w de wortellengte in m.

$$l_w = \frac{F_a * v}{2 * S * \pi * \frac{q_c}{30}} \tag{6.8}$$

Fa is de gevraagde ankerkracht in kN en v is de veiligheidsfactor. Deze bedraagt 1,7 voor tijdelijke ankers en 2 voor definitieve ankers. Concreet geeft dit het volgende:

$$l_w = \frac{F_a * v}{2 * S * \pi * \frac{q_c}{30}} = \frac{150 * 10^6 * 1{,}7}{2 * 1{,}3 * \frac{75}{2} * \pi * \frac{5}{30}} = 5\ m$$

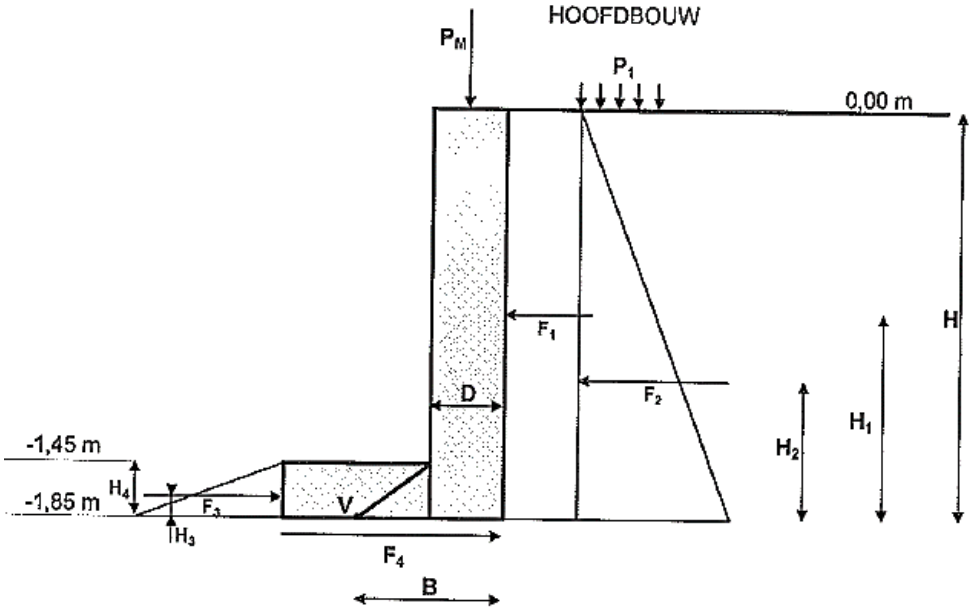
Verder geldt dat de vrije lengte genomen wordt onder een hoek van 45° beginnend vanaf het uitgravingsniveau. Hieruit volgt dat de totale lengte van het anker gelijk is aan:

$$l_t = l_v + l_w = l_v + 5$$

6.3 Onverankerde onderschoeiing

De derde case study die behandeld zal worden is een onverankerde onderschoeiing. Deze is gebaseerd op een rekennota van CVR verkregen via V2S.

In dit geval wordt een bouwput uitgevoerd op een terrein grenzend aan een bestaande structuur. De aanpalende eigenaar wenst een kelder bij zijn nieuwbouw. Hiervoor moet de bestaande fundering verdiept worden. Deze verdieping zal gerealiseerd worden met behulp van een onderschoeiing. Onderstaande figuur geeft een beeld hiervan.



Figuur 78: onderschoeiing bestaande fundering

De gegevens in de bovenstaande figuur worden verkregen uit het grondonderzoek.

D = 0,30 m
H = 1,85 m
H_1 = H/2 = 0,93 m
H_2 = H/3 = 0,62 m
H_3 = H_4/3 = 0,13 m
H_4 = B =0,40 m

Vervolgens bestaat de eerste stap van de berekening uit de controle van het horizontale evenwicht.

$$F_3 + F_4 > F_1 + F_2 \tag{6.9}$$

Indien het rechterlid van vergelijking 6.9 groter is dan het linkerlid dan zal de onderschoeiing falen door de horizontale gronddruk. Verder kan de veiligheidsfactor S van deze berekening bepaald worden via vergelijking 6.10.

$$S = F_3 + F_4 / F_1 + F_2 \tag{6.10}$$

Een volgende stap bestaat uit het controleren van het momentenevenwicht rond het punt V.

$$F_3 * H_3 + P_M * \frac{2 * B}{3} > F_1 * H_1 + F_2 * H_2 \quad (6.11)$$

Eveneens kan hier de veiligheidsfactor S van deze berekening bepaald worden via vergelijking 6.12.

$$S = F_3 * H_3 + P_M * \frac{2 * B}{3} / F_1 * H_1 + F_2 * H_2 \quad (6.12)$$

Zodra beide evenwichten uitgewerkt zijn en voldoen kan het draagvermogen van de nieuwe fundering bepaald worden. Hiervoor zijn enkele gegevens vanuit het grondonderzoek nodig.

Tabel 10: gegevens oorspronkelijk grondpakket

Grondlaag 1	
Dikte	1,85 m
Soortelijk gewicht	16,00 kN/m³
P_1	2,00 kN/m²
Cohesie	0,00 kN/m²
Hoek van inwendige wrijving	35°

Hieruit kan de effectieve verticale spanning bepaald worden volgens vergelijking 6.13.

$$q = \gamma * z = 16 * 1{,}85 + 2 = 31{,}60\ kN/m^2 \quad (6.13)$$

Tabel 11: gegevens grondpakket aan de uitgraafzijde

Grondlaag	
Dikte	0,40 m
Soortelijk gewicht	16,00 kN/m³
Cohesie	0,00 kN/m²
Hoek van inwendige wrijving	35°

Hieruit kan wederom de effectieve verticale spanning bepaald worden volgens vergelijking 6.14.

$$q = \gamma * z = 16 * 0{,}40 = 6{,}40\ kN/m^2 \quad (6.14)$$

Met deze gegevens kan het draagvermogen van de nieuwe fundering bepaald worden met behulp van vergelijking 6.15.

$$d_g = q * N_q + 0{,}5 * \gamma * B * N_\gamma \quad (6.15)$$

Deze vergelijking invullen met de draagvermogencoëfficiënten N geeft het volgende:

$$d_g = 6{,}40 * 33{,}30 + 0{,}5 * 16 * 0{,}4 * 46 = 360{,}32\ kN/m^2 * 0{,}4\ m = 144\ kN/m$$

7 Conclusies en aanbevelingen

Deze masterproef tracht een antwoord te bieden op de problematiek aangaande de invloed van beschoeiingen en onderschoeiingen op belendingen. Om hier aan te voldoen is een literatuurstudie uitgevoerd met betrekking tot de courant toegepaste technieken. De literatuurstudie bestaat uit het raadplegen van cursussen, bedrijven, wetenschappelijke artikels en experten. Aan de hand hiervan wordt een vergelijkende matrix over de beschikbare technieken opgesteld. Deze kan gebruikt worden om op een doeltreffende manier de meest aangewezen techniek afhankelijk van de randvoorwaarden te kiezen.

In het eerste hoofdstuk wordt de onderzoeksopzet toegelicht. Door de toenemende graad van bebouwing is men genoodzaakt om de beschikbare ruimte efficiënt te gebruiken. Hiervoor wordt er dieper en hoger gebouwd. Het dieper bouwen voorziet in een aantal zeer specifieke problemen, vooral in de buurt van bestaande structuren.

Vervolgens wordt de problematiek toegelicht. Het belangrijkste aspect bestaat uit de vervormingen die horen bij de werking van een beschoeiing. Deze vervormingen hebben een invloed op de omgeving die veelal geuit wordt in de vorm van bijkomende zettingen. Het is belangrijk om op te merken dat structuren doorgaans gedimensioneerd zijn op een zekere zakking. Echter wanneer de grond langs één zijde van de bestaande structuur wordt uitgegraven, wat in 99 % van de gevallen de realiteit is, dan zal het geheel eenzijdig zetten wat leidt tot differentiële zettingen. Deze geven wel aanleiding tot problemen. Differentiële zettingen vinden hun oorsprong in verschillende fenomenen met als belangrijkste enerzijds het weggraven van de grond langs een bestaande fundering en anderzijds het veranderen van de grondwaterstand door bemalingen. Beide fenomenen kunnen, indien er niet meer rekening gehouden wordt, een zeer negatieve invloed hebben op de omgeving.

Vooraleer te beginnen met grondwerken langs bestaande funderingen is het aangewezen om een analyse van de bestaande toestand uit te voeren. Immers is het belangrijk om de samenstelling van de bestaande fundering en de omringende grond te kennen om de invloed van grondwerken op voornoemde in te kunnen schatten. Voor een eerste inschatting van de mogelijke differentiële zettingen wordt er gebruik gemaakt van de richtwaarden gedefinieerd in Eurocode 7 bijlage H. Een andere benadering bestaat uit het uitvoeren van en Oedometer proef. Deze proef is accuraat genoeg om een eerste schatting te maken van de zettingen. Echter is het hierbij zeer belangrijk dat de nodige parameters op een juiste manier opgemeten en geregistreerd worden. Immers is dit veel belangrijker dan het toepassen van complexe berekeningen.

Zodra de bestaande toestand gekend is, kan men beginnen met het uitgraven van de bouwput. Indien nodig wordt een verticale beschoeiing toegepast. De voornaamste functie hiervan is het keren van de grond. Echter kunnen sommige beschoeiingen ook toegepast worden als een waterkering. Tot de courant toegepaste technieken behoren het talud, een diepwand, een berlinerwand, een palenwand, een soil mix wand, het bevriezen van de grond, een damwand en een vernagelde wand. Deze technieken dienen meestal gecombineerd te worden met een horizontale ondersteuning zoals stempels of grondankers. Deze ondersteuning is nodig om de

horizontale verplaatsingen te beperken. Immers is een zekere verplaatsing nodig opdat de krachtswerking gemobiliseerd wordt. De benodigde verplaatsingen verschillen sterk afhankelijk van de toegepaste techniek. Daarom is het bijvoorbeeld niet aangewezen om een berlinerwand toe te passen langs een bestaande structuur omdat de optredende horizontale verplaatsing zeer groot kunnen zijn. Een ander aspect bestaat uit de trillingen die gegenereerd worden bij bepaalde technieken. Afhankelijk van het type grond kunnen bepaalde beschoeiingen niet gebruikt worden. Damwanden kunnen bijvoorbeeld leiden tot het verdichten van zanderige gronden waardoor grote bijkomende zettingen geïnduceerd worden.

Indien de aanzet van de nieuwe fundering zich beduidend dieper bevindt dan de aanzet van de bestaande fundering, dan is het aangewezen om funderingsverdieping toe te passen. Zoals reeds werd aangetoond is het zeer gevaarlijk om de grond langs bestaande funderingen te verwijderen. Om hier een oplossing voor te bieden kan de bestaande fundering verdiept worden zodat het draagvermogen weinig invloed ondervindt van de aanpalende grondwerken. Voor het realiseren van een funderingsverdieping kan men gebruik maken van ondermetselen, onderschoeien, jetgrouten, verglazen, micropalen of PUR injecties. Micropalen worden vooral gebruikt voor het overdragen van de verticale belastingen naar een dieper gelegen draagkrachtige laag. De andere technieken kunnen toegepast worden als grondkering. Echter is het belangrijk dat de stabiliteit van het bovenliggende geheel altijd gegarandeerd blijft. Daarom moeten deze technieken met de nodige voorzichtigheid en kennis toegepast worden.

Tot slot kunnen de vergelijkende matrix en de flowchart nog verder uitgewerkt worden vanuit een praktisch standpunt. Immers hebben wij als studenten niet het nodige praktische inzicht om beide volledig uit te werken. Onze versie kan wel dienst doen als een solide basis die dan verder kan uitgebreid worden.

Literatuurlijst

[1] J. Burland en C. Wroth, „Settlement of buildings and associated damage,” April 1975.

[2] F. De Smedt, *Grondmechanica,* Brussel: cursustekst Vrije Universiteit Brussel, 2009.

[3] NBN EN 1997-1 ANB, „Eurocode 7 : Geotechnisch ontwerp - Deel 1 : Algemene regels - Nationale bijlage Bijlage H : Grenswaarden voor constructieve vervorming en verplaatsing van de fundering,” Bureau voor Normalisatie, Brussel, 2011.

[4] CUR, „Rapport 231 Handboek diepwanden - ontwerp en uitvoering,” Stichting CURNET, Gouda, 2010.

[5] P. Meireman, *Geotechniek 2,* Diepenbeek: cursustekst UHasselt, 2014.

[6] WTCB, „FUNDERINGEN VAN HUIZEN: Praktische leidraad voor de opvatting en uitvoering van funderingen voor kleine en middelgrote gebouwen,” WTCB, Zaventem, 1983.

[7] Smet Group, „Grindkernen,” Smet Group, 2014. [Online]. Available: http://www.smetboring.be/nl/smet-FNC_detail.aspx?AGUID=a7f5ef68-8f7b-4b6e-8d9f-8c216c00660b&LGUID=8a42cdd6-ee1a-4b3a-81ff-559bdcdf3b50. [Geopend 2 12 2014].

[8] J. Maertens, „Ondiepe funderingen op slappe kleien.,” KVIV, Berchem, 2004.

[9] J. Maertens, „Grondverbeteringstechnieken - download.cfm,” 4 2006. [Online]. Available: http://www.wtcb.be/homepage/download.cfm?dtype=services&doc=Veder_colloquium.pdf&lang=nl. [Geopend 13 1 2015].

[10] J. Maertens, „Verdiepen van bestaande funderingen”.

[11] WTCB, „Richtlijnen Bemalingen,” 09 2009. [Online]. Available: http://www.wtcb.be/homepage/download.cfm?dtype=services&doc=tis_sft_richtlijnen_en_bemalingen.pdf&lang=nl. [Geopend 02 12 2014].

[12] J. Maertens, „Bouwputten,” 1995.

[13] Smet Group, „Bemalingen,” Smet Group, 2014. [Online]. Available: http://www.smetboring.be/nl/smet-GWT_sub.aspx?MAGUID=2cfb48df-0e29-4890-95ba-88188df14c29&MAPGUID=212bf675-9725-45fa-bdf9-9582829a798d&LGUID=8a42cdd6-ee1a-4b3a-81ff-559bdcdf3b50. [Geopend 02 12 2014].

[14] J. Maertens, „Speciale technieken voor het werken naast en onder bestaande funderigen," *Infrastructuur in het leefmileu,* pp. 334-364, 5 1993.

[15] NEHRP Consultants Joint Venture, „Soil-Structure Interaction for Building Structures," National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP), Redwood City, 2012.

[16] A. Caselunghe en J. Eriksson, „Structural Element Approaches for Soil-Structure Interaction," Chalmers University of Technology, Göteborg, 2012.

[17] J. B. Burland, B. B. Broms en V. F. B. de Mello, „Behaviour of foundations and structures," Watford Building research establishment, Watford, 1978.

[18] S. Kocak en Y. Mengi, „A simple soil-structure interaction model," Elsevier, Ankara, 1999.

[19] WTCB, „Principes voor de uitvoering van bouwputten," 01 03 2006. [Online]. Available: http://www.wtcb.be/homepage/index.cfm?cat=publications&sub=bbri-contact&pag=Contact11&art=164. [Geopend 23 10 2014].

[20] M. De Vos en V. Whenham, „De stabiliteit van bouwputten in onverzadigde gronden," *Geotechniek,* nr. Januari, pp. 42-47, 2007.

[21] R. van der Meij, „Afschuiving langs een vrij glijvlak," *Geotechniek,* vol. 16, nr. 1, pp. 34-37, 2012.

[22] B. de Boer, „Veilig vernagelen: Een studie naar het driedimensionale gedrag van taludvernageling," Technische Universiteit Delft, Delft, 2005.

[23] J. Maertens, „Permanente vorming," KVIV, Berchem, 2004.

[24] CVR, „Grondankers beschrijving," CVR, 2014. [Online]. Available: http://www.cvr.be/Techniques/grondankers/description. [Geopend 07 11 2014].

[25] Franki Foundations, „Grondankers en nagels," Franki Foundations, 2014. [Online]. Available: http://www.ffgb.be/Business-Units/Bored---Micro-Piles/Anker.aspx. [Geopend 07 11 2014].

[26] Geotech foundation solutions, „Zelfborende (groutinjectie) ankers," 2014. [Online]. Available: http://www.geotechfs.com/nl/producten/zelfborende-groutinjectie-ankers-/. [Geopend 13 1 2015].

[27] Timmermans, „Zelfborende ankers - Timmermans," [Online]. Available: http://www.timmermans-infra.nl/nl/markten/text/zelfborende-ankers/4. [Geopend 13 1 2015].

[28] Smet Group, „Trekankers," Smet Group, 2014. [Online]. Available: http://www.smetboring.be/nl/smet-FNC_detail.aspx?AGUID=0a53c5e6-33ba-495e-ab77-a25ca101a852&LGUID=8a42cdd6-ee1a-4b3a-81ff-559bdcdf3b50. [Geopend 07 11 2014].

[29] Franki Foundations, „Diepwand (slibwand)," Franki foundations, 2014. [Online]. Available: http://www.ffgb.be/Business-Units/Retaining-Walls---Utilities/Diepwand.aspx. [Geopend 27 10 2014].

[30] WTCB, „Realisatie van diepwanden," 02 04 2013. [Online]. Available: http://www.wtcb.be/homepage/index.cfm?cat=publications&sub=bbri-contact&pag=Contact40&art=608#afb. [Geopend 2014 10 27].

[31] G. Thues et al., „OWA - Waterbouwkundig Laboratorium," 1993. [Online]. Available: http://documentatiecentrum.watlab.be/owa/imis.php?module=ref&refid=128163. [Geopend 13 1 2015].

[32] N. Cauberg en B. Parmentier, *Ontwerp en uitvoering van vloeistofdichte constructies in beton,* Diepenbeek: Cursustekst UHasselt, 2013.

[33] CUR-publicatie 166, „Damwandconstructies," CUR, Gouda, 2008.

[34] NEN EN 1538, „Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk – Diepwanden," Nederlandse Normen, 2009.

[35] DIN 4126, „Cast in-situ diaphragm walls," Deutsche Norm, 1986.

[36] Franki Foundations, „Berlijnse wand," Franki Foundations, 2014. [Online]. Available: http://www.ffgb.be/Business-Units/Retaining-Walls---Utilities/Berlijnse-wand-en-paroi-parisienne.aspx. [Geopend 04 november 2014].

[37] WTCB, „Berlijnse wanden. Type 1 : beschottingen aanbrengen tijdens de uitgraving," 23 juli 2012. [Online]. Available: http://www.wtcb.be/homepage/index.cfm?cat=publications&sub=infofiches&pag=56&art=1. [Geopend 17 10 2014].

[38] WTCB, „Berlijnse wanden. Type 2 : beschottingen aanbrengen vóór de uitgraving,” 23 juli 2012. [Online]. Available: http://www.wtcb.be/homepage/index.cfm?cat=publications&sub=infofiches&pag=56&art=2. [Geopend 17 10 2014].

[39] V. T.H., „What is arching effect in soils?,” 2014. [Online]. Available: http://www.engineeringcivil.com/what-is-arching-effect-in-soils.html. [Geopend 28 10 2014].

[40] P. A. Vermeer, A. Punlor en N. Ruse, „Arching effects behind a soldier pile wall,” *Elsevier,* 2001.

[41] Smet Group, „Techniek berlinerwanden,” SmetGroup, 2011. [Online]. Available: http://www.imaxxdna.be/UPL/3478d79f-edfb-4862-9924-ac073f86a504/Techniekfiches/SF_TF_Berlinerwanden.pdf. [Geopend 06 11 2014].

[42] WTCB, „Palenwanden. Type 1 : in elkaar geplaatste palen (secanspalenwand),” 23 juli 2012. [Online]. Available: http://www.wtcb.be/homepage/index.cfm?cat=publications&sub=infofiches&pag=56&art=3. [Geopend 17 10 2014].

[43] WTCB, „Palenwanden. Type 2 : Naast elkaar geplaatste palen die elkaar raken (tangenspalenwanden),” 23 juli 2012. [Online]. Available: http://www.wtcb.be/homepage/index.cfm?cat=publications&sub=infofiches&pag=56&art=4. [Geopend 17 10 2014].

[44] Franki Foundations, „Cutter soil mix wand (CSM wand),” Franki Foundations, 2014. [Online]. Available: http://www.ffgb.be/Business-Units/Retaining-Walls---Utilities/Cutter-Soil-Mix-wand-(CSM-wand).aspx. [Geopend 06 11 2014].

[45] WTCB, „'Soil mix'-wanden. Type 2 : wanden opgebouwd uit panelen,” 23 juli 2012. [Online]. Available: http://www.wtcb.be/homepage/index.cfm?cat=publications&sub=infofiches&pag=56&art=6. [Geopend 17 10 2014].

[46] Franki Foundations, „Mixed in place,” Franki Foundations, 2014. [Online]. Available: http://www.ffgb.be/Business-Units/Retaining-Walls---Utilities/Mixed-in-place-wand.aspx. [Geopend 06 11 2014].

[47] WTCB, „'Soil mix' -wanden. Type 1 : wanden opgebouwd uit kolommen,” 23 juli 2012. [Online]. Available: http://www.wtcb.be/homepage/index.cfm?cat=publications&sub=infofiches&pag=56&art=5. [Geopend 17 10 2014].

[48] T. Bosch, J. Vandecasteele, G. Terrijn en A. Devisch, „Mechanische eigenschappen - uitvoeringstechniek en performantie van een Cutter Soil Mix wand," Thesis Katholieke Hogeschool Brugge - Oostende, Brugge - Oostende, 2007.

[49] P. Ganne et al., „Soil Mix: infuence of soil inclusions on the structural behaviour," 15th ECSMGE, Athene, 2011.

[50] A. Vervoort en G. Van Lysebetten, „Discrete simulaties van breukgroei in (soil mix) materiaal met zwakke insluitsels," KVIV, Berchem, 2011.

[51] Franki Foundations, „Grondbevriezing," Franki Foundations, 2014. [Online]. Available: http://www.ffgb.be/Business-Units/Retaining-Walls---Utilities/Grondbevriezing.aspx. [Geopend 13 11 2014].

[52] Max Bögl, „Infrastructuur grondbevriezing," 2014. [Online]. Available: http://max-boegl.de/fileadmin/content/download-center/bereichsbroschueren/EN/B_EN_Infrastruktur_Bodengefriertechnik.pdf. [Geopend 13 11 2014].

[53] WTCB, „Uitvoering van stalen damwanden," 06 2014. [Online]. Available: http://www.wtcb.be/homepage/index.cfm?cat=publications&sub=infofiches&pag=70&art=1. [Geopend 17 10 2014].

[54] Franki Foundations, „Vernagelde wand," Franki Foundations, 2014. [Online]. Available: http://www.ffgb.be/Business-Units/Retaining-Walls---Utilities/Vernagelde-wand.aspx. [Geopend 03 11 2014].

[55] Smet Group, „Vernageling," Smet Group, 2014. [Online]. Available: http://www.smetboring.be/nl/smet-FNC_detail.aspx?AGUID=28b734e9-b765-47a9-9eb3-4ddc7ea991af&LGUID=8a42cdd6-ee1a-4b3a-81ff-559bdcdf3b50. [Geopend 03 11 2014].

[56] CVR, „Vernagelde wanden beschrijving," CVR, 2014. [Online]. Available: http://www.cvr.be/Techniques/vernagelde-wanden/description. [Geopend 03 11 2014].

[57] Smet Group, „Spuitbeton," Smet Group, 2014. [Online]. Available: http://www.smetboring.be/nl/smet-FNC_detail.aspx?AGUID=466c8206-42fa-4f7e-bf2f-ea0ed2cd7444&LGUID=8a42cdd6-ee1a-4b3a-81ff-559bdcdf3b50. [Geopend 03 11 2014].

[58] J. Maertens, Auteur, *Grondvernageling: mogelijkheden en beperkingen.* [Performance]. Geotechniek, 2003.

[59] J. Maertens, „Grondvernageling: mogelijkheden en beperkingen," KVIV, Berchem, 2003.

[60] WTCB, „Ondermetselen of onderschoeien van bestaande funderingen," 04 2014. [Online]. Available: http://www.wtcb.be/homepage/index.cfm?cat=publications&sub=bbri-contact&pag=Contact44&art=661. [Geopend 24 11 2014].

[61] Franki Foundations, „Jetgrouten," Franki Foundations, 2014. [Online]. Available: http://www.ffgb.be/Business-Units/Bored---Micro-Piles/Jet-grouting.aspx. [Geopend 19 11 2014].

[62] P. De Vleeshauwer en J. Maertens , „Jet-grouting: Hoe ver staan we?," *Geotechniek,* pp. 17-22, 06 1999.

[63] P. Croce, A. Flora en G. Modoni, Jet Grouting, Boca Raton: Taylor & Francis Group, 2010.

[64] A. Chepurnova, „Assessing the influence of jet-grouting underpinning on the nearby buildings," Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, Moscow, 2014.

[65] U. Backhausen en A. van der Stoel, „Reader Geotechniek voor het HBO," KVIV, Den Haag, 2014.

[66] B&W grondinjectie, „Home page," B&W grondinjectie, 2014. [Online]. Available: http://www.bwgrond.nl/grondinjectie/t21566655/home/home. [Geopend 19 11 2014].

[67] CRUX, „Protocol injecties," 2011. [Online]. Available: http://217.19.227.47/upload/bw20120327142407.pdf. [Geopend 19 11 2014].

[68] Franki Foundations, „Geheide kokerpaal met heiprop," Franki Foundations, 2014. [Online]. Available: http://www.ffgb.be/Business-Units/Piles/Geheide-kokerpaal.aspx. [Geopend 17 11 2014].

[69] Franki Foundations, „Geschroefde kokerpaal met groutinjectie," Franki Foundations, 2014. [Online]. Available: http://www.ffgb.be/Business-Units/Piles/Geschroefde-kokerpalen/Geschroefde-kokerpaal-met-schachtinjectie.aspx. [Geopend 17 11 2014].

[70] Fondedile, „Micro-palen," Fondedile, 2014. [Online]. Available: http://fondedile.be/technieken/micro-palen/. [Geopend 17 11 2014].

[71] Franki Foundations, „Micropaal," Franki Foundations, 2014. [Online]. Available: http://www.ffgb.be/Business-Units/Bored---Micro-Piles/Micropaal.aspx. [Geopend 17 11 2014].

[72] Uretek, „Deep Injection® – Funderingen,” Uretek, 2014. [Online]. Available: http://uretek.be/methoden/verzakte-fundering. [Geopend 26 11 2014].

[73] Uretek, „PowerPile® – NIEUW!,” Uretek, 2014. [Online]. Available: http://uretek.be/methoden/funderingsherstel-klei-veen. [Geopend 26 11 2014].

[74] Uretek, „Uretek Brochure,” 2014. [Online]. Available: http://www.uretek.nl/Brochure-URETEK.pdf. [Geopend 26 11 2014].

[75] Deltares systems, „Geo,” 2012. [Online]. Available: http://www.deltaressystems.nl/geo/product/619095/d-sheet-piling2. [Geopend 7 1 2015].

Bijlagen

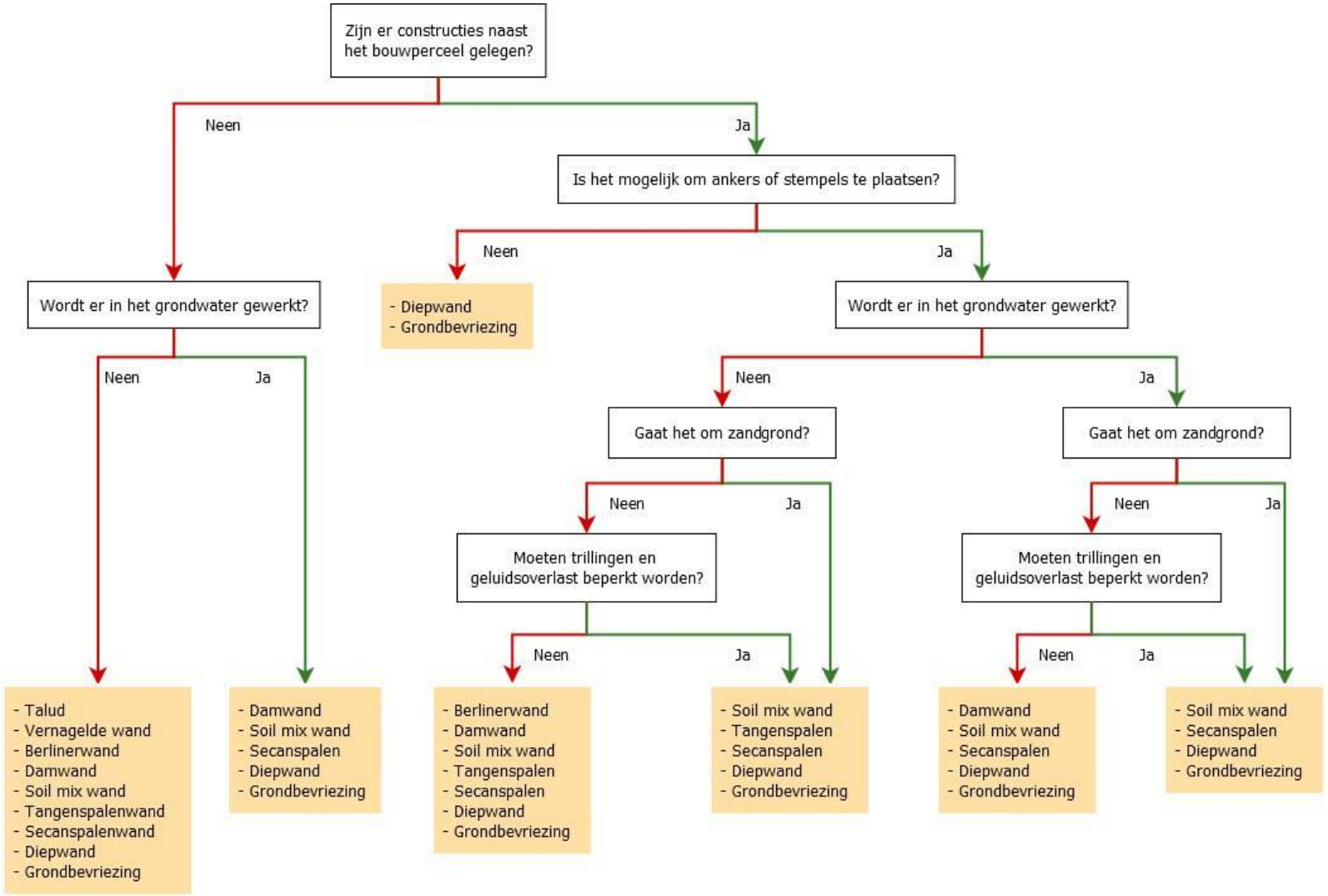
In de volgende bijlagen wordt enerzijds de vergelijkende matrix voor de beschoeiingstechnieken en anderzijds de flowchart weergegeven.

Bijlage A – Vergelijkende matrix

Vergelijkende matrix – beschoeiingen					
Type	Beschrijving	Toepassing	Voordelen	Nadelen	Aandachtspunten
Talud	Uitgraving onder natuurlijke helling Helling afhankelijk van grondtype	Ondiepe, vrijstaande bouwput Gebruik in den droge Grondkerend Tijdelijke of definitieve constructie	Eenvoudige uitvoering Trillingsarm Geluidsvrij Goedkoop	Bemaling nodig Benodigde ruimte Grondverzet	Cohesie nodig Invloed regen Zuigkrachten Erosie
Diepwand	In de grond gevormde betonnen wand Geleidebalken Panelen uitgraven met grijper Bentoniet Voegprofielen Wapeningskorven Betonneren	Grondkerend Waterkerend Opnemen verticale lasten In de buurt van belendingen Definitieve constructie Regelmatige vorm bouwput	Grote stijfheid Trillingsarm Lage geluidsbelasting Grote dieptes	Voorzetwand Benodigde ruimte Hoge vaste kosten	Waterdichtheid Harde lagen Horizontale wapening Betondekking Staafafstand Bentonietinsluitsels
Berlijnse wand	Profielen in de grond brengen Beschoeiing tussen profielen Beschoeiing aanbrengen voor of tijdens uitgraving	Grondkerend Boven grondwatertafel Tijdelijke constructie	Goedkoop Flexibel Herbruikbaar Korte uitvoeringstermijn Eenvoudige uitvoering	Waterdichtheid Lage stijfheid Trillingen Geluidsoverlast Beperkte dieptes	Verplaatsingen Passieve weerstand Cohesie nodig Gewelfwerking Niet in de buurt van belendingen
Secanspalenwand	In de grond gevormde palen Palen zijn snijdend Geleidebalken Palen in 3 fases uitvoeren Laatste fase wordt gewapend	Grondkerend Waterkerend Opnemen verticale lasten In de buurt van belendingen Definitieve constructie	Grote stijfheid Trillingsarm Lage geluidsbelasting Grote dieptes Waterremmend Kan door harde lagen	Waterdichtheid Voorzetwand	Verplaatsingen Passieve weerstand Gewelfwerking Timing uitvoeringsfases

Vergelijkende matrix – beschoeiingen					
Type	**Beschrijving**	**Toepassing**	**Voordelen**	**Nadelen**	**Aandachtspunten**
Tangenspalenwand	In de grond gevormde palen Palen zijn rakend Geleidebalken Palen in 3 fases uitvoeren Elke fase wordt gewapend	Grondkerend Waterkerend mits injecties Opnemen verticale lasten In de buurt van belendingen Definitieve constructie	Grote stijfheid Trillingsarm Lage geluidsbelasting Grote dieptes Kan door harde lagen	Niet waterkerend Voorzetwand	Verplaatsingen Passieve weerstand Gewelfwerking Timing uitvoeringsfases Cohesie nodig
Soil mix wand	Grond wordt verstevigd door grout te mengen Geleidebalken Frees/boor mengt grond met grout in fases Wapening aanbrengen	Grondkerend Waterkerend Opnemen verticale lasten In de buurt van belendingen Definitieve constructie	Trillingsarm Lage geluidsbelasting Aanpasbaar raster In bijna alle grondsoorten Kwaliteit aanpasbaar	Voorzetwand Beperkte diepte Obstakels in de grond	Verplaatsingen Passieve weerstand Gewelfwerking Timing uitvoeringsfases Sterkte en grondsoort
Grondbevriezing	Grond wordt als bouwsteen gebruikt Vrieslansen aanbrengen Grondwater bevriezen met koelmiddel	Complexe werven Als laatste mogelijkheid Tijdelijke constructie	Trillingsarm Lage geluidsbelasting	Ruimte nodig Duur Isolatie tussen de grond en het verse beton	Grondwaterstroming
Damwand	Opgebouwd uit metalen/betonnen profielen Profielen in de grond heien/trillen/drukken	Grondkerend Waterkerend Tijdelijke of definitieve constructie	Economisch Snel Waterdicht	Trillingen Geluid	Verplaatsingen Passieve weerstand Cohesie nodig Gewelfwerking Niet in de buurt van belendingen
Vernagelde wand	Grond uitgraven over beperkte hoogte in lagen Nagels inbrengen Facing aanbrengen Geen voorspanning	Vergroten natuurlijke helling Steile taluds Verticale wanden Herstellen taluds Grondkerend Tijdelijke of definitieve constructie Onderschoeiingen Onregelmatige vorm bouwput	Trillingsarm Korte uitvoeringstermijn Goedkoop Flexibel Gefaseerde uitvoering	Zeer arbeidsintensief Waterdichtheid Waterdrainage	Korte-termijn cohesie nodig Vorst-dooicycli Zijdelingse ondersteuning Kruip in kleigronden Staal in agressieve gronden Verplaatsingen

Bijlage B – Flowchart



Auteursrechtelijke overeenkomst

Ik/wij verlenen het wereldwijde auteursrecht voor de ingediende eindverhandeling:
De invloed van beschoeiingen en onderschoeiingen op belendingen

Richting: **master in de industriële wetenschappen: bouwkunde**
Jaar: **2015**

in alle mogelijke mediaformaten, - bestaande en in de toekomst te ontwikkelen - , aan de Universiteit Hasselt.

Niet tegenstaand deze toekenning van het auteursrecht aan de Universiteit Hasselt behoud ik als auteur het recht om de eindverhandeling, - in zijn geheel of gedeeltelijk -, vrij te reproduceren, (her)publiceren of distribueren zonder de toelating te moeten verkrijgen van de Universiteit Hasselt.

Ik bevestig dat de eindverhandeling mijn origineel werk is, en dat ik het recht heb om de rechten te verlenen die in deze overeenkomst worden beschreven. Ik verklaar tevens dat de eindverhandeling, naar mijn weten, het auteursrecht van anderen niet overtreedt.

Ik verklaar tevens dat ik voor het materiaal in de eindverhandeling dat beschermd wordt door het auteursrecht, de nodige toelatingen heb verkregen zodat ik deze ook aan de Universiteit Hasselt kan overdragen en dat dit duidelijk in de tekst en inhoud van de eindverhandeling werd genotificeerd.

Universiteit Hasselt zal mij als auteur(s) van de eindverhandeling identificeren en zal geen wijzigingen aanbrengen aan de eindverhandeling, uitgezonderd deze toegelaten door deze overeenkomst.

Voor akkoord,

Corstjens, Marc **Minten, Michiel**

Datum: **15/01/2015**