



Voorgespannen diepwanden

Haalbaarheidsstudie

L. Francke



Voorgespannen diepwanden

Eindrapportage
afstudeeronderzoek

oktober 2009

Begeleiders TU Delft:

Prof. ir. drs. J.K. Vrijling
Prof. ir. A.Q.C. van der Horst
Ir. W.F. Molenaar
Ir. W.J.M. Peperkamp

Bedrijfsbegeleider:

Ing. J. van Staalduinen

Afstudeerder:

L. Francke 1311107
lfrancke@hotmail.com

Voorwoord

Dit rapport is het eindrapport van mijn afstudeerwerk bij de sectie Constructieve Waterbouwkunde aan de Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen van de Technische Universiteit te Delft.

Dit rapport is tot stand gekomen met de hulp van het Aannemingsbedrijf Dura Vermeer binnen de projectorganisatie Crommelijn te Delft.

Op deze plaats wil ik de leden van de begeleidingscommissie heel hartelijk bedanken voor hun ondersteuning en de zeer positieve contacten tijdens de besprekingen. In het bijzonder wil ik mijn bedrijfsbegeleider, ing. J. van Staalduinen, bedanken voor de vele hulp en ondersteuning bij het onderzoek. Natuurlijk wil ik ook de collega's binnen de projectorganisatie Crommelijn bedanken, die op verschillende manieren hebben bijgedragen aan een goede afronding van dit project.

Tenslotte wil ik graag mij dank uitspreken aan mijn ouders, broers, zussen en mijn vrienden voor de steun en het meeleven in de afgelopen maanden.

Delft, oktober 2009

Lourens Francke

Samenvatting

Ondergrondsbouwen is één van de manieren om optimaal gebruik te maken van de ruimte in stedelijk gebied. Met historische belendingen in de directe omgeving geeft dit risico's op schade. De schade is afhankelijk van de zettingen als gevolg van het aanbrengen van de ondergrondse constructie en de kwaliteit van de belendingen. De optredende zettingen zijn afhankelijk van de vervormingen van de bouwkuipwand. Het beperken van vervormingen van een bouwkuipwand is in deze studie onderzocht en dan met name de haalbaarheid hiervan door middel van voorgespannen diepwanden.

Als casus voor dit onderzoek is het project "Spoorzone Delft" gebruikt. Dit betreft een spoortunnel, welke gerealiseerd wordt door middel van de wanden-dakmethode met diepwanden. De bouwkuip voor de spoortunnel komt op een diepte van 11m onder het maaiveld met afstand van ca. 3m van zettingsgevoelige panden. De vervormingseis van de belendingen is herleid tot een maximale verplaatsing van 20mm voor de bouwkuipwand.

Het basis ontwerp met 1,0m dikke diepwand zonder aanvullende maatregelen voldoet niet aan de verplaatsingseis. Aan de eis kan wel voldaan worden door het verstijven van de diepwand en/of het toepassen van stempels.

Het verstijven van de diepwand gebeurt door middel van excentrische voorspanning in de diepwand. De voorspankracht geeft een stijvere diepwand, waardoor minder vervormingen optreden. De excentriciteit geeft een tegengesteld werkend moment waarvan effectief maar 30% van optreedt. Deze beperking van de effectiviteit wordt veroorzaakt door het niet vrij kunnen vervormen van de diepwand als gevolg van de aanwezige grondbedding.

Bij een lengte van de voorspankabel van 18m is een optimum bepaald voor de horizontale vervormingen van de diepwand. Voor de voorspankracht geldt hoe groter de voorspankracht, hoe kleiner de vervormingen. De voorspankracht wordt begrensd door de eis dat het scheurmoment niet overschreden mag worden. De ondergrens ligt bij een voorspankracht van 5100kN, welke ook toegepast wordt om tot een economisch ontwerp te komen.

De top verplaatsing van de diepwand, welke de helft van de toelaatbare vervorming is, wordt niet beperkt door voorspanning. Door het toepassen van een opgespannen stempel boven het dak kan deze ook beperkt worden.

Het ontwerp met opgespannen boven- en tussenstempel is gemaakt om een vergelijking te maken met de voorgespannen diepwand.

Uit de technische vergelijking van de ontwerpen blijkt dat tijdens het aanbrengen van de voorspanning of het opspannen van tussenstempel een reductie van 25% optreedt van de aanwezige verplaatsingen. Door toepassing van een opgespannen tussenstempel worden de momenten in de diepwand lager dan bij toepassing met voorspanning.

Bij de economische vergelijking zit een omslagpunt bij een bouwkuipbreedte van 20m. Wanneer de bouwkuipbreedte groter wordt, is het economische voordeliger om voorspanning toe te passen.

Beide varianten hebben risico's. Bij voorspanning zijn er echter meer maatregelen voorhanden om deze te beperken dan bij stempels. Verder is het gevolg op schade bij stempel uitval groter, in relatie met voorspanning. Door het innovatieve karakter zijn er nog relatief veel onbekende factoren met betrekking tot voorspanning in diepwanden. Met een nadere detaillering van het ontwerp zijn deze praktisch oplosbaar.

Het toepassen van een excentrische voorspanning in diepwanden met bovenstempels is een effectieve methode om de vervormingen van een diepwand te minimaliseren, in het geval de diepwanddikte niet kan toenemen in verband met ruimtegebrek en indien dit noodzakelijk is voor het voorkomen van schade aan de belending en de beschikbare breedte beperkt is.

Economisch is het toepassen van voorgespannen diepwanden interessant vanaf een bouwkuipbreedte van 20m.

Summary

Underground construction is one of the ways to optimize use of space in urban areas. Presence of historical buildings in the immediate vicinity introduces the risk of damage. The damage depends on the settlement due the construction of the underground structure and the quality of the buildings. These settlements are related to the deformation of the cofferdam wall. Reduction of deformation of a cofferdam wall is investigated in this study and in particular the feasibility of using pre-stressed diaphragm walls.

The case for this research is project "Sporzone Delft ". This is a tunnel which will be built with the cut & cover construction method using diaphragm walls. The excavation depth of the tunnel is 11m below surface level. The horizontal distance towards the buildings is sometimes limited to 3m. Restrictions on the deformation of the buildings have resulted into a maximum allowed horizontal displacement of 20mm on the cofferdam wall.

Basic design with 1.0 m thick diaphragm wall doesn't meet above mentioned requirements without additional measures. The requirements can be met by increasing the stiffness of the diaphragm wall and / or the use of temporary struts, during excavation.

Stiffness increasement of the diaphragm wall is foreseen by means of using excentric pre-stressing of the diaphragm wall. The pre-tension gives a stiffer diaphragm wall, thus reducing displacements. The eccentricity introduces an bending moment in the diaphragm wall working directly against bending moment forthcoming out of the loads. This reduction is limited to 30% due to the hindered deformation caused by the surrounding soil.

Research shows that a length of 18m of pre-stressed cable is the optimum in relation to horizontal displacements. On pre-tensile forces, in general: The higher the tensile force, the lower the displacement. The pre-tensile force is limited by the bending moment causing cracks. The lower limit lies at a pre-stressing force of 5100kN, which is applied to make an economic design.

Displacement at the top of the diaphragm wall, which is half of the displacement allowed, is not limited by prestressing. Therefore the use of pre-stressed struts at the top of the diaphragm walls is still needed to limit horizontal displacements.

Design of pre-stressed diaphragm walls has been compared to a design using normal diaphragm walls including the use of pre-stressed struts.

The technical comparison of the designs shows that both application of pre-stressing diaphragm wall and using pre-stressed struts are resulting into reductions of 25% in present displacement. By applying pre-stressed struts, the moments in the diaphragm wall are less compared to pre-stressing d-walls.

By widths of cofferdams exceeding 20m, pre-stressing d-walls will become economical interesting, this is related to strut length.

Both options include risks. Pre-stressing d-walls however has more options for risk reduction compared to the use of struts. Furthermore, damage resulting from strut failure are higher than pre-stressing. The innovative character of pre-stressing d-walls results in relatively many unknown factors which could affect the tension in diaphragm walls. With a further detailing of the design these unknowns could be practically overcome.

The use of an eccentric pre-stressing in diaphragm walls with struts at the top is an effective method to minimize the displacement of a diaphragm wall, in case damage prevention of the buildings required and the available width is restricted. The use of pre-stressed diaphragm wall is beneficial from a cofferdam width increasing 20m

Inhoudsopgave

VOORWOORD

SAMENVATTING / SUMMARY

1. INLEIDING	10
2. LITERATUURSTUDIE	12
2.1 Diepwanden	12
2.2 Voorspanning in beton	19
2.3 Projectomschrijving "Spoorzone Delft"	21
2.3.1 Spoorzone Delft	21
2.3.2 Projectorganisatie	22
2.3.3 Samenvatting project	23
2.3.4 Projectfasering	24
2.4 Vervormingen en zettingen	25
2.4.1 Invloeden op vervormingen en zettingen	25
2.4.2 Bepaling zettingscriteria	26
2.4.3 Referentieprojecten	28
3. DEFINITIE AFSTUDEERONDERZOEK	34
3.1 Samenvatting probleemanalyse	34
3.2 Probleemstelling	34
3.3 Doelstelling	34
3.4 Afbakening onderzoek	35
4. UITGANGSPUNTEN EN RANDVOORWAARDEN	36
4.1 Geometrie dwarsdoorsnede	36
4.2 Bouwveiligheid	37
4.3 Vervormingseis voor het ontwerp	37
4.4 Schematisatie geologische grondopbouw	39
4.5 Schematisatie grondwaterstanden / stijghoogten	40
4.6 Materiaaleigenschappen	42
4.7 Belastingen	43
4.8 Bouwfasering	44

5. ONTWERP VARIANTEN	46
5.1 Basis ontwerp diepwand	46
5.1.1 Uitgangspunten basis diepwand	46
5.1.2 Schematisering van de tunnelconstructie	46
5.1.3 Resultaten basis diepwand	48
5.1.4 Analyse resultaten	49
5.1.5 Conclusies basis diepwand	51
5.2 Diepwand ontwerp met voorspanning	52
5.2.1 Uitgangspunten	52
5.2.3 Effecten lengte voorspanning	56
5.2.4 Effecten voorspankracht	58
5.2.5 Detaillering	60
5.2.6 Analyse tussenresultaten	65
5.2.7 Resultaten definitief ontwerp voorgespannen diepwand	65
5.2.8 Analyse resultaten voorgespannen diepwand	67
5.2.9 Bouw tunnelbuizen West en Parkeergarage	67
5.2.10 Conclusies voorgespannen diepwand	68
5.3 Diepwand ontwerp met tussenstempel	69
5.3.1 Uitgangspunten	69
5.3.2 Schematisering	69
5.3.3 Resultaten	70
5.3.4 Analyse van resultaten diepwand met tussenstempel	71
5.3.5 Conclusies diepwand met tussenstempel	72
6. VERGELIJKEN VAN VARIANTEN	73
6.1 Technische vergelijking	73
6.2 Economische vergelijking	75
6.3 Risicovergelijking	78
7. PARAMETERSTUDIE	80
7.1 Beschouwing stijghoogten	80
7.2 Beschouwing grondparameters	81
7.3 Onderzoek effecten voorspanning in relatie met de grond	83
7.4 Verplaatsingen bij EEM-model	84
8. EINDCONCLUSIE EN AANBEVELINGEN	87
LITERATUURLIJST	89
BIJLAGEN	

1. Inleiding

Door de grote bevolkingsdichtheid in Nederland is ruimte schaars. Als gevolg van deze schaarste wordt er steeds gezocht naar optimaal gebruik van deze ruimte. Eén van de recent steeds vaker toegepaste mogelijkheid is ondergronds bouwen. Voornamelijk in stedelijk gebied wordt dit tegenwoordig veelvuldig toegepast. Dit is echter niet zonder risico's. Door diepe ontgravingen treden er vervormingen op van de bouwkuipwand wat ook vervormingen geeft in de grond. Wanneer belendingen binnen de invloedssferen van de constructie gefundeerd zijn ontstaat het risico van schade door zettingen. Wanneer het in stedelijk gebied ook nog oude panden betreft welke op houten palen of staal zijn gefundeerd neemt de kans op schade nog extra toe.

Om de risico's bij ondergronds bouwen te beperken is het dan ook van groot belang op de vervormingen van de bouwkuipwand te beperken. In dit afstudeeronderzoek wordt er dan ook een onderzoek gedaan naar vervormingsbeperkende maatregelen bij diepwanden. Specifiek zal er een haalbaarheidsonderzoek plaatsvinden naar het toe passen van voorspanning in diepwanden. Beide technieken worden bij huidige projecten veelvuldig toegepast. Door combinatie van deze technieken is mogelijk een grotere stijfheid te verkrijgen van de diepwand en daardoor minder vervormingen. Onderzoek zal duidelijk moeten maken of dit werkelijk optreedt, of voorspanning in diepwanden technisch haalbaar is en of het economisch ook een alternatief is.

Leeswijzer

In hoofdstuk 2 wordt er een samenvatting gegeven van de literatuurstudie, voor de niet civiel technische lezer willen we daarbij ook de literatuurstudie in bijlage B aanbevelen. Tevens wordt ook de casus: "Spoorzone Delft" verder toegelicht. In hoofdstuk 3 worden de probleem- en doelstelling geformuleerd vanuit de samengevatte probleemanalyse. Vervolgens wordt in hoofdstuk 4 de uitgangspunten en randvoorwaarden vastgelegd en toegelicht. Wanneer de basis dan vast ligt, wordt in hoofdstuk 5.1 een basis ontwerp gemaakt. Vanhier uit zal er gelet worden op vervormingsbeperkende maatregelen. Om in hoofdstuk 5.2 een diepwand ontwerp te maken met voorspanning. Hierbij zal ook de effecten van voorspanning in de diepwand onderzocht worden. In hoofdstuk 5.3 zal er vervolgens een vergelijkingsontwerp gemaakt worden met een tussenstempel. Deze 2 ontwerpen met vervormingsbeperkende maatregelen worden in hoofdstuk 6 zowel technische als economische vergeleken. Vervolgens zal in hoofdstuk 7, voor het ontwerp met voorspanning, nog een parameterstudie gemaakt worden. Hierbij zal ook een vergelijking gemaakt worden met het ontwerp in een EEM-model, waarbij een controle van de zettingscriteria plaatsvindt. Als laatste wordt er in hoofdstuk 8 een eindconclusie gegeven. Een overzicht van het rapport is ook weergegeven in fig. 1.1

De figuren en tabellen worden per hoofdstuk opeenvolgend genummerd. De bijlagen zijn geordend naar hoofdstuk en paragraaf. Dit komt er op neer dat bijlage A bij hoofdstuk 1 hoort.

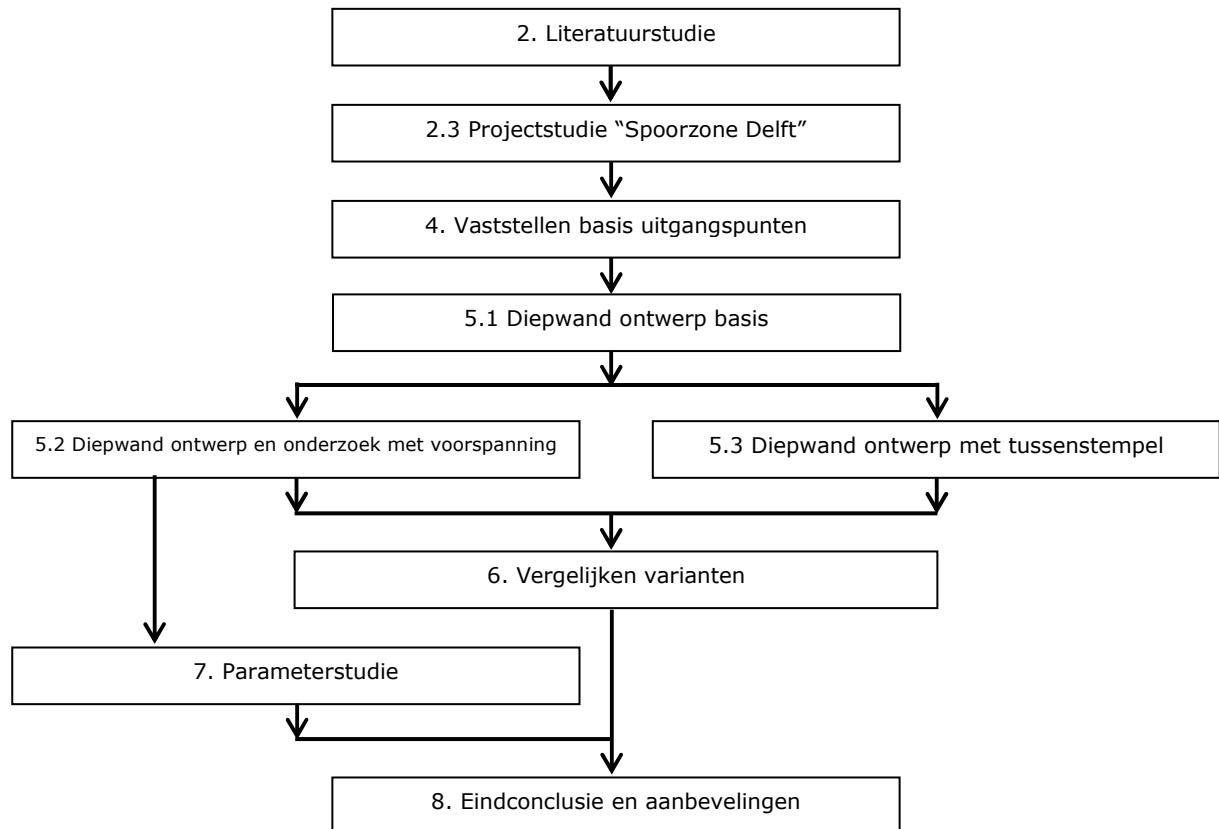


Fig. 1.1 Schematisch overzicht rapport indeling

2. Literatuurstudie

Om inzicht te verkrijgen in de huidige stand van verschillende relevante technieken is voor dit onderzoek een literatuurstudie verricht welke is toegevoegd in bijlage B. In dit hoofdstuk wordt hiervan een samenvatting gegeven.

2.1 Diepwanden

De diepwandtechniek kent haar oorsprong aan het begin van de 20^{ste} eeuw, maar is vooral vanaf de jaren '60 in Duitsland, Frankrijk en Italië ontwikkelt. In Nederland is deze voor het eerst toegepast in 1967 bij de Schiphol tunnel. Dat de toepassing in Nederland enigszins is achtergebleven, heeft als oorzaak dat damwanden meestal goedkoper zijn. Toch zijn deze typen wanden niet zonder meer te vergelijken. Het intrillen van stalen damwandplanken en het graven en ter plaatse storten van diepwandpanelen verschillen wezenlijk van elkaar op aspecten als constructiestijfheid, inbrengdiepte, procescyclustijden, productietijden, materieelinzet, kosten, geluids- en trillingshinder.

Optimalere benutting van de ondergrond door middel van verdiepte aanleg van infrastructurele werken en bouwconstructies met meerdere ondergrondse bouwlagen in combinatie met de beperkingen die opgelegd zijn in verband met omgevingshinder, heeft het ertoe geleid dat diepwanden vanaf de jaren '90 steeds meer worden toegepast.

Voordelen van diepwanden:

- Toepasbaar als definitieve wand, vraagt wel aandacht bij uitvoering
- Bevestigingsvoorzieningen voor vloer- en dakaansluitingen vooraf in te storten
- Kan ook als funderingselement gebruikt worden
- Trillingsarm aan te brengen
- Stijve elementen tot grote diepten mogelijk
- Uitvoering ook mogelijk bij aanwezigheid harde lagen en kleine obstakels in de ondergrond
- Duurzamer dan stalen damwand.

Nadelen van de diepwanden:

- Grote werkruimte benodigd
- Grote hoeveelheid af te voeren grond uit diepwandsleuf
- Door aan te houden cyclus zijn lange werktijden noodzakelijk
- Afvoeren van bentoniet resten, milieubelastend
- Moeilijke beheersing van voegdichtheid.

Principe

Diepwanden zijn te omschrijven als; in de grond gevormde betonpanelen. De panelen worden veelal gemaakt in gegraven sleuven, waarbij de stabiliteit van de sleuf wordt verzorgd door deze gevuld te houden met een steunvloeistof, meestal bentoniet. Voor het storten van de beton wordt de steunvloeistof opgeschoond. Vervolgens wordt één of meerdere wapeningskorven geplaatst en wordt de betonspecie door middel van stortkokers gestort.

In Nederland zijn voor het maken van diepwanden nog weinig normen beschikbaar. Er is een CUR-publicatie als aanbeveling op de NEN 6720:1995

(VBC), dit is Aanb. 76 Rekenregels voor diepwand. Vaak wordt er verwezen naar de Duitse norm (DIN 4126). Ook bestaat er een Europese norm, de NEN-EN-1538, welke nog maar beperkte ingang heeft in de praktijk. De CUR-publicatie 189 "Cement-bentonietschermen" kan ook geraadpleegd worden omdat diepwanden veel overeenkomsten hebben met cementbentonietschermen. Voor stabiliteitsberekeningen wordt er vaak verwezen naar de CUR 166 "Damwandconstructies"

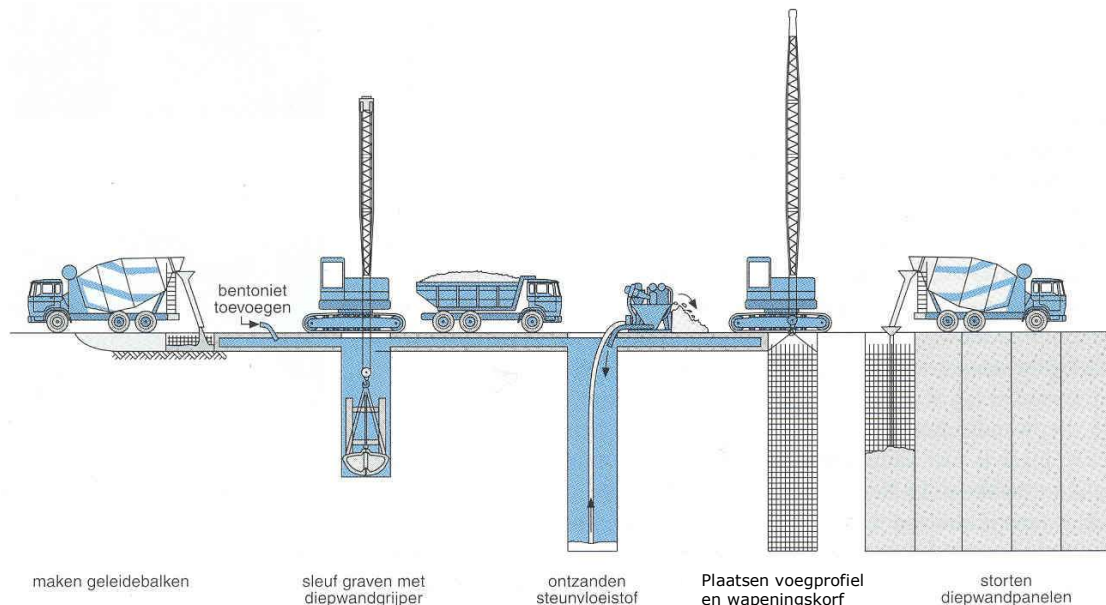


Fig. 2.1.1 Schematisatie diepwandproces

Belangrijke aspecten bij het ontwerpen en berekenen van diepwanden zijn:

- De grond- en waterkering in bouw- en gebruiksfase
- De overall stabiliteit van de wandconstructie in de gebruiksfase
- De stabiliteit van de diepwandsleuf in uitvoeringsfase
- De zettingen van beleningen, zowel als gevolg van het graven als ten gevolge van de vervorming van de diepwanden na ontgraving.
- Het eventueel benodigde verticale draagvermogen, indien de diepwand ook als fundering gebruikt wordt.

Sterkte bouwkuipwand

Veelal wordt verondersteld dat diepwanden zeer stijf zijn en dus weinig vervormen. Ter vergelijking, de EI van een AZ50 Is $2,54 \cdot 10^5$ kNm, een diepwand met een dikte van 0,6m heeft een EI van $5,13 \cdot 10^5$ kNm. Vaak wordt bij diepwanden daarom uitgegaan van neutrale gronddrukcoëfficiënten aan de actieve zijde van de wand. Er wordt in deze Blum methode voorbijgegaan aan het feit dat bij het ontwikkelen van de passieve gronddrukken verplaatsingen nodig zijn. Deze zijn groter dan die voor het ontwikkelen van actieve gronddrukken. Rekenprogramma's die uitgaan van het principe van elastoplastisch gedrag van de grond geven dan ook een beter inzicht in de optredende momenten en ankerkrachten. Een eindige-elementenmethode (EEM) zoals Plaxis geeft ook een goed inzicht in de vervormingen van de wand en het naastgelegen grondmassief.

Wanneer er echter alleen naar de sterkte en vervormingen van de diepwand (bouwkuipwand) gekeken wordt, is een relatief eenvoudige verenmodel, met vrij nauwkeurige uitkomsten, voldoende.

Diepwanden kunnen ook als funderingswand worden toegepast. De panelen zijn namelijk zeer geschikt om grote belastingen naar draagkrachtige lagen over te brengen. Bij slappe grond wordt de draagkracht hoofdzakelijk ontleend aan positieve kleeft. De puntweerstand, die vanwege het grote oppervlak aanzienlijk is, wordt in slappe grond niet meegerekend omdat er een relatief grote zetting nodig is om die te mobiliseren. Bij een draagkrachtige laag ter plaatse van het puntniveau heeft deze puntweerstand echter een zeer grote bijdrage bij het opnemen van de verticale belastingen. Bij ondergrondse constructies is de wandwrijving ook in omgekeerde zin van belang, namelijk in verband met het gevaar van opdrijven.

Panelen afmetingen

Het graven van de panelen gebeurt in sleuven waarvan de horizontale lengten bepaald zijn aan de hand van de wandlay-out, het mogelijke productietempo, de stabiliteits- en eventueel de zettingsberekeningen.

Bij diepwanden is er onderscheid te maken in start-, sluit- en volgpanelen. Vanuit economisch oogpunt wordt er gekozen om de panelen zo groot mogelijk te maken (6 tot 8 m) en te werken met zgn. driegangspanelen. Het begrip driegangspanelen betekend dat er drie bakbreedtes van de diepwandgrijper nodig zijn om het paneel te graven. Als een grote sleuflengte niet mogelijk is, kan er gekozen worden voor het toepassen van zgn. tweegangspaneel (3 tot 5 m). Wanneer ook dit nog een te grote sleuflengte geeft worden in bijzondere situaties nog wel eengangspanelen toegepast. Het gebruik van kleinere en dus ook meer panelen leidt tot een langere bouwtijd en bovendien tot een groter aantal voegen, wat in veel gevallen de kritische plekken zijn. De voegen zijn namelijk ongewapende zones. Als er relatief veel ongewapende zones zijn, leidt dit tevens tot een hogere wapeningsdichtheid in de tussen gelegen zones, wat nadelig is voor de doorstroming bij het betonstorten. Eengangspanelen worden ook wel toegepast om zettingen te beperken van belendingen die erg dicht bij de diepwandconstructie staan. Het effect van paneel afmeting op de verplaatsing is onderzocht bij de Noord-Zuidlijn in Amsterdam zoals te zien in fig.2.1.2. Hieruit blijkt dat het beperken van de afmetingen, vermindering van de verplaatsingen geeft. De keuze voor eengangspanelen kan ook worden gemaakt uit logistieke overwegingen, wat dan voornamelijk de continue aanvoer van beton betreft.

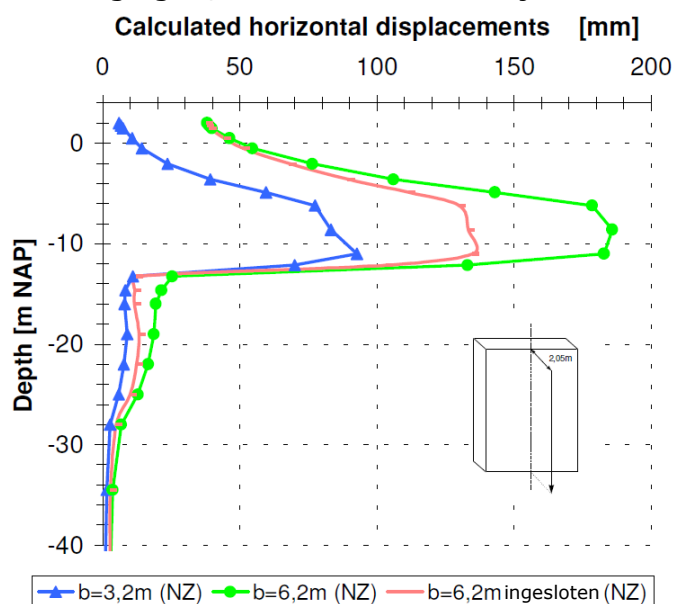


Fig. 2.1.2 Analyse invloed paneelbreedte en installatievolgorde op horizontale verplaatsingen

Voegconstructie tussen panelen

Omdat een diepwand bestaat uit tegen elkaar gestorte panelen, zijn er voorzieningen nodig om goed sluitende voegen te realiseren. Hiervoor worden stalen voegprofielen geplaatst. Deze voegprofielen of voegmallen hebben een breedte die ongeveer gelijk is aan de sleufbreedte en worden verticaal geplaatst zodra er ontgraven is. Hierdoor ontstaat er een strakke verticale voeg, nadat het profiel is verwijderd.

Ondanks alle getroffen maatregelen is de aanwezigheid van vochtige plekken en lichte lekkages onvermijdelijk. Voor het detecteren van lekkages zijn er nog maar weinig betrouwbare methodes beschikbaar (zie Noord-Zuidlijn in Amsterdam). Wanneer er lekkages blijken te zijn, kunnen deze door middel van injecties of bevroren worden gedicht.

Steunvloeistof

Om tijdens het ontgraven van de sleuf deze open en stabiel te houden wordt er gebruik gemaakt van een steunvloeistof. Vaak wordt hiervoor een bentonietspoeling toegepast. De bentoniet kan in verschillende kwaliteiten verkregen worden. De keuze zal onder anderen bepaald worden op basis van de voorkomende grondsoorten en hun eigenschappen.

De stabiliserende werking van bentoniet komt op de volgende manier tot stand:

- Door een iets hogere volumieke massa van het bentonietmengsel en iets hoger vloeistof niveau dan de stijghoogte van het grondwater, ontstaat er een grotere hydrostatische druk.
- Door de grotere hydrostatische druk zal het mengsel enigszins uitfilteren, bij geringe uitfiltering zal al een afdichtend laagje bentonietcake gevormd worden op de sleufwanden. Dit beperkt de bentoniet verliezen door indringing en geeft door het cake-effect een stabiele sleufwand.
- Het laatst genoemde effect ontstaat door dat de schuifspanningen van het thixotrope mengsel voorkomen dat individuele gronddeeltjes van de sleufwand door de cake vallen (microstabiliteit).
- Door deze thixotrope eigenschap stijft het mengsel op als deze tot rust komt. De kleiplaatjes gaan dan als het ware een kaartenhuisstructuur opbouwen.

Tijdens het proces van ontgraven zal de volumieke massa en viscositeit van het bentonietmengsel toenemen door het vermengen met de grond. Tijdens het ontgraven is dit een positief verschijnsel omdat hierdoor een grotere stabiliteit ontstaat. Wanneer echter begonnen wordt met het storten slaat dit om in een negatieve eigenschap van het mengsel. Om tijdens het storten bentoniet insluitingen te voorkomen is het van groot belang dat de volumieke massa van het bentoniet mengsel zo laag en viskeuze mogelijk is. Dit wordt bereikt door het bentoniet te regenereren, waarbij de grond gescheiden wordt van het bentoniet.

Wapening en wapenen

De wapening van diepwanden geeft andere of aanvullende eisen in vergelijking met normale gewapende betonnen wandconstructies. Door de grote van de panelen kunnen de wapeningskorven vaak niet in zijn geheel vervoerd worden en moet deze dus op de bouwplaats verder samengesteld worden. De stijfheid van de wapeningskorven spelen een ondergeschikte rol, omdat ze verticaal afgehangen worden. Het is echter wel van belang dat ze bij het transport en aanbrengen niet te veel vervormen.

Voor het inbrengen van de wapening is het van belang dat deze zo gestroomlijnd mogelijk wordt gemaakt, dit om zo min mogelijk obstakels te vormen voor het

omhoog vloeiende betonspecie. Om zijdelingse insluitingen te voorkomen is het belangrijk om de maaswijdte tussen de staven ruim te kiezen.

De dekking van de wapening in diepwanden is van groot belang. Het beton bevindt zich altijd in een vochtig milieu en de wand vlakheid is beperkt. Tevens is het ook nodig om voldoende afstand te hebben tussen de wapening en de wand om een goede doorstroming van de betonspecie te garanderen.

Beton en betonstorten

Het beton wordt gestort door middel van een stortkoker. Het is hierbij van belang dat de beton voldoende plastisch is zodat de specie gemakkelijk tussen de wapening kan stromen en de bentoniet kan verdrijven.

Door middel van een stortkromme kunnen wand oneffenheden vrij nauwkeurig bepaald worden.

Het is van groot belang dat het stortproces zo min mogelijk onderbroken wordt. Wanneer het proces onderbroken wordt is de kans aanwezig dat het oude stortfront al opgestijfd is waardoor er een nieuw stortfront gevormd wordt, waarbij er een bentoniet film achter blijft tussen het oude en nieuwe stortfront. Wat waarschijnlijk tot lekkage zal leiden.

Men is nog erg voorzichtig met het toepassen van hogere beton sterkteklassen. Bij dunnere wanden is het namelijk achteraf moeilijk te controleren, ook het storten is maar beperkt controleerbaar. Vaak wordt er nog conservatief gerekend met C20/25, wat ook geëist wordt in de normen. Uit praktijkonderzoek blijkt echter dat ook hogere beton sterkteklassen goed te realiseren zijn.

Vervorming en invloed omgeving

De vervormingen zijn te onderscheiden in 3 fasen.

1ste fase het ontgraven van de diepwandsleuf, bentoniet, storten en verharden,

2de fase het ontgraven van de bouwkuip en

3de fase het verwijderen van tijdelijke maatregelen.

In de eerste fase hangen de vervormingen in sterke mate af van de veiligheid tegen stabiliteitsverlies van de sleuf en een aantal uitvoeringsparameters. De vervormingen zijn met een 2D EEM-berekeningen moeilijk te voorspellen en 3D-berekeningen zijn zeer bewerkelijk en tijdrovend. Fig. 2.1.3 geeft een indruk van praktijkwaarden, na fase 1, van de maaiveldzakking ten gevolge van het installeren van een diepwand.

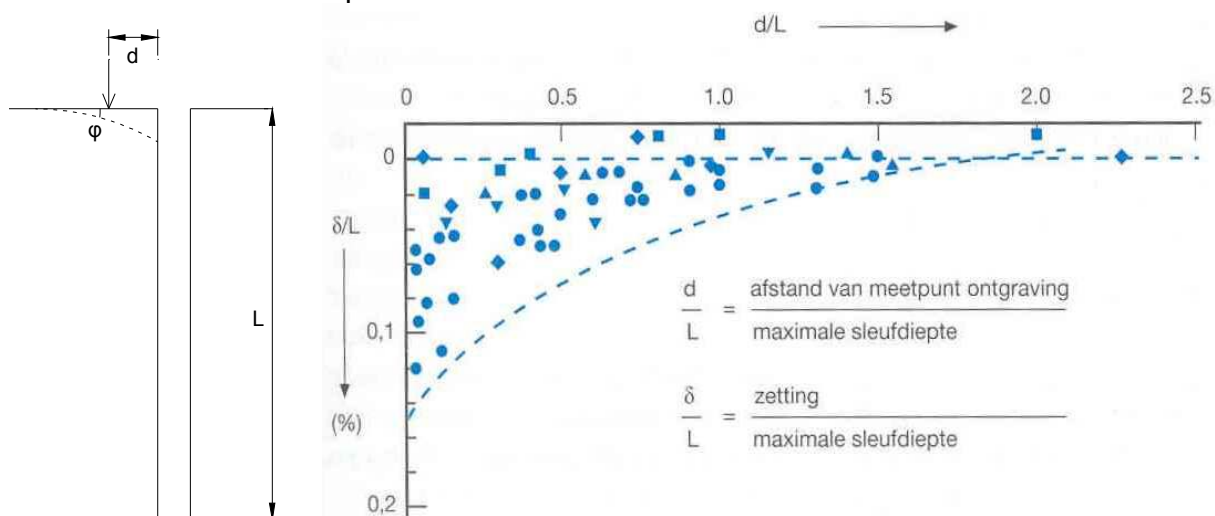


Fig. 2.1.3 Maaiveldzakking na fase 1

Wanneer de gemeten zakkings van verschillende projecten vergeleken worden met berekende voorbeelden uit de literatuur, blijkt dat alle waarnemingen aan de ondergrens liggen. Er treedt dus in praktijk minder zakking op dan berekend. Uit deze gemeten waarnemingen kan wel het verband tussen de zakkings en de afstand tot de diepwand worden afgeleid. (zie Fig. 2.1.4) Het gaat hier niet om zakkings van het maaiveld maar van gebouwen. Door de stijfheid van gebouwen, afhankelijk van de kwaliteit, kan er dan sprake zijn van een herverdeling waardoor de zakkingsmaxima worden uitgevlakt.

Uit de ervaringen in Den Haag, kan geconcludeerd worden dat het mogelijk is om in een uit zand bestaande bodem met een behoorlijke pakking diepwanden te vervaardigen zonder dat er noemenswaardige zakkings optreden. Een voorwaarde is dat de veiligheidsfactor op de sleufstabiliteit hoog genoeg wordt gehouden, ten minsten 1,3 (volgens de DIN 4126).

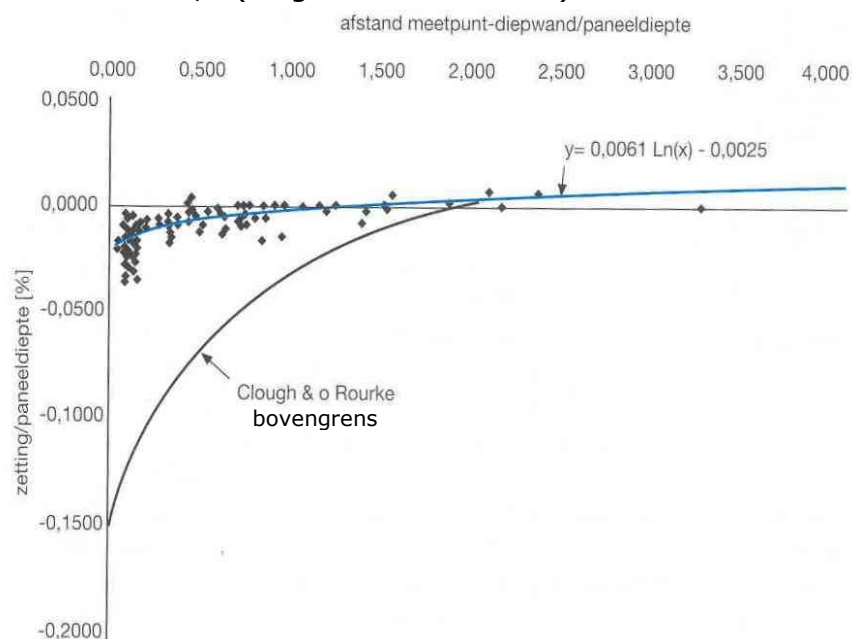


Fig. 2.1.4 Maaiveld zakking in relatie tot afstand diepwand

In de tweede fase, het ontgraven van de bouwkuip, is de vervorming van de diepwand van groot belang. Hoe groter de vervorming van de diepwand na ontgraving hoe groter ook de zakkings van het maaiveld zullen zijn (Fig. 2.1.5). De zetting van de grond als reactie op de vervorming van de diepwand zijn ook zeer afhankelijk van de aanwezige grondsoorten en de laagopbouw.

De vervormingen zijn afhankelijk van:

- De belastingen buitenzijde bouwput;
- De diepte van de ontgraving en het bemalingniveau;
- Het toepassen van stempels of verankeringen;
- De (buig)stijfheid van de wand.

De stijfheid van de diepwand is afhankelijk van de dikte van de diepwand, de toegepaste betonklasse en de wapening.

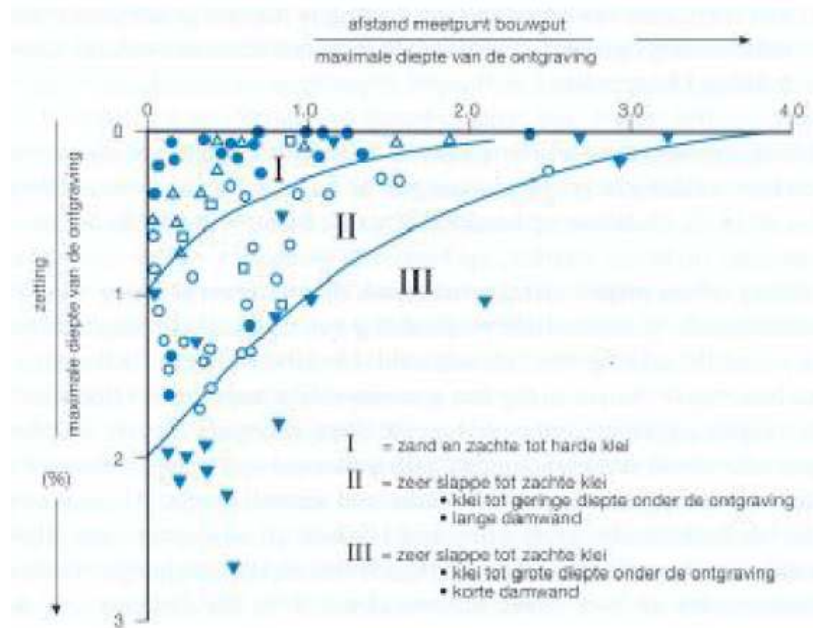


Fig. 2.1.5 Zakking als gevolg van ontgravingen

Indien de vervorming worden gereduceerd door het toepassen van tijdelijke verankering of stempels ontstaat na het verwijderen de definitieve situatie. Door het verwijderen van tijdelijke ankers en aanbrengen van andere belastingen kan de diepwand nog enige vervorming ondergaan waardoor er als nog zettingen optreden.

Verankering / stempeling

Waar het omdraait bij verankering en stempeling is het overbrengen van de stempel- of ankerkrachten op de wand. Het is van belang dat de puntbelasting op de wand niet te groot wordt maar dat deze door een gording of wapening verdeeld wordt. Door een goede verankeringen of stempeling kunnen de vervormingen beperkt worden. Wanneer het stempel dan ook nog opgespannen wordt, worden de vervormingen nog meer beperkt. Dit opspannen gebeurt door een vijzel welke tussen de wand en het stempel geplaatst wordt.

Het omslagpunt van stempelen dan wel verankeren ligt bij een bouwkuip breedte tussen de 25 en 30 meter. Bij grotere lengtes van stempels kunnen nog knikverkorters worden toegepast.

Een nadeel van stempels is dat ze bij het ontgraven van de bouwkuip en het maken van de constructie hinder kunnen veroorzaken.

Ankers kunnen echter moeilijk toegepast worden als er in de nabijheid andere constructieve onderdelen in de ondergrond zitten.

2.2 Voorspanning in beton

De oorsprong van voorgespannen beton ligt aan het einde van de 19^{de} eeuw. Men maakte gebruik van wapening in het beton, door de toen nog slechte kwaliteit van beton, trad er door krimp tijdens verharding en door later aangebrachte belasting grote scheurvorming op. Het wapeningsstaal blijft zijn lengte houden maar het beton krimpt tijdens het verharden. Door deze scheurvorming werd men voorzichtig in het toepassen van beton, omdat men bang was voor de veiligheid van de gebouwen.

Er werd gezocht naar oplossingen op deze scheurvorming tegen te gaan. Men kwamen daarbij op het onder trekspanning aanbrengen van wapening waardoor deze als het ware met het beton kon mee krimpen. Ook werd gezien, wanneer de trekspanning verder opgevoerd werd, dat de draagkracht van de op buiging belaste ligger hierdoor toenam. Terwijl er nauwelijks of geen scheurvorming optrad.

Bij het toepassen van nog grotere trekspanning in de wapening bleek de draagkracht echter weinig te vergroten. Dit was te wijten aan de kruip in de onder druk staande beton en het onder trek staande staal.

Door de vooruitgang in kennis van de materialen beton en staal, werd de kwaliteit van deze materialen verbeterd waardoor het fenomeen kruip beter onder controle was te houden. En dus de draagkracht van op buiging belast constructie vergroot werd.

Tegenwoordig wordt voorgespannen beton dan ook veelvuldig toegepast. Door het gebruik van voorspanning wordt er efficiënter met materiaal omgegaan, omdat hierdoor de gehele betondoorsnede meewerkt in de krachtsopnamen. Tevens is het mogelijk om op deze manier slankere constructie te realiseren, vervormingen te beperken en ook grotere overspanningen te maken zonder tussensteunpunten.

Principe

De op trek belaste betondoorsnede wordt zodanig voorgespannen (onder spanning gezet) dat ook bij de grootste uitwendige belasting nog steeds een drukspanning in de hele doorsnede aanwezig is. Dit is voordelig, want beton kan ongeveer 10 keer meer druk dan trek opnemen.

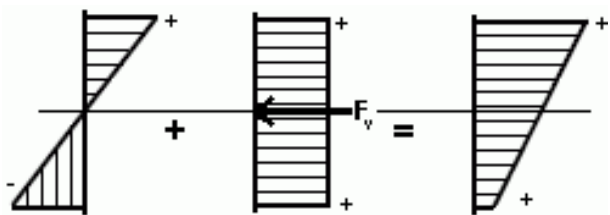


Fig. 2.2.1 Principe van centrische voorspanning

Bij een op twee steunpunten opgelegde, op buiging belaste balk treedt bovenaan druk op (+), onderaan trek (-) zoals aangegeven in het linkse spanningsdiagram. Door het aanbrengen van een voorspankracht (F_v) ontstaat een drukspanning in de doorsnede van de balk (*middelste figuur*). Deze drukspanning compenseert de trekspanning aan de onderkant van de balk (en versterkt de drukspanning aan de bovenkant van de balk) waardoor in de hele doorsnede een drukspanning ontstaat bij dezelfde belasting (*rechter figuur*), een voor beton gunstiger situatie.

Excentrische voorspanning

Om te voorkomen dat de drukspanning aan de bovenkant groter wordt, wordt de voorspankracht c.q. voorspankabels, F_v niet aangebracht in het midden van de balk, maar excentrisch, onder of boven de neutrale lijn, in het gebied waar anders trekspanningen zouden ontstaan. (zie Fig. 2.2.2) Hierbij geldt wel excentrische voorspannen is vervormen, wanneer er geen vervorming kan optreden dan ook geen voorspanning.

Dit betekent dat bij balken die over meerdere steunpunten doorlopen, ter plaatse van de steunpunten de voorspankabels boven in de balk liggen, in het gebied waar een negatief moment optreedt.

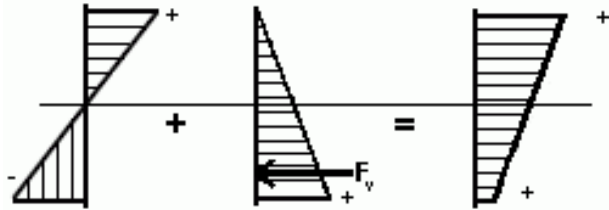


Fig. 2.2.2 Principe van excentrische voorspanning

Typen voorspanning

Er zijn 3 types voorspanning te onderscheiden. Kort zullen deze hier toegelicht worden.

Uitwendige voorspanning / Opspannen

Het voor te spannen element wordt door middel van een hydraulische pers onder druk gezet tussen twee onverplaatsbare punten (bijv. rotswand of zeer vaste grondmassa's). Van de grote initiële voorspankracht zal een groot gedeelte te niet gedaan worden door kruip en relaxatie van het beton. Deze methode is daarom dan ook uitsluitend geschikt voor tijdelijke constructies, of wanneer regelmatig naspannen mogelijk moet blijven. Slechts bij hoge uitzondering wordt deze methode dan ook in definitieve constructies toegepast.

Voorspannen met voorgerekt staal

Dit principe wordt gebruikt bij de massaproductie (prefab) van betonelementen. In de werkplaats wordt de voorspanwapening opgespannen door vijzels, verschillende betonnen elementen worden rond de voorgerekte wapening gestort en zodra het geheel sterk genoeg is, worden de vijzels ontspannen, en de uit het beton stekende strengen doorgezaagd. De voorspankracht wordt door middel van aanhechtspanningen over een bepaalde lengte (de overdrachtslengte) van de strengen op het beton overgedragen. De overdrachtslengte hangt af van de aangebrachte voorspanning en de profilering van het voorspanstaal.

Voorspannen met nagerekt staal

Hierbij worden eerst het element gestort met en omhullingsbuis, voor of na het storten wordt hier de voorspankabel in aangebracht. Na het verharden van het beton worden de kopvlakken als steun gebruikt voor de voorspanvijzels. Na het spannen wordt de voorspanwapening op de kopvlakken verankerd. Zodoende wordt de voorspankracht via de ankerplaten op het beton overgedragen.

Hierbij zijn er ook twee typen te onderscheiden. Namelijk met aanhechting of zonder aanhechting.

Bij het type met aanhechting wordt de omhullingsbuis geïnjecteerd met een speciale mortel, zodat samenwerking tussen beton en voorspankabel mogelijk wordt en het voorspanstaal afdoende tegen corrosie is beschermd.

Het type zonder aanhechting wordt niet geïnjecteerd met mortel, hier wordt de voorspankabel van tevoren met vet en een kunststofmantel omhuld. Hierbij fungeert het vet als corrosiewering. Deze complete kabel met kunststofmantel wordt voor het storten van het beton in de omhullingsbuis aangebracht.

2.3 Projectomschrijving “Spoorzone Delft”

Voor het onderzoek wordt het project “Spoorzone Delft” als casus gebruikt. Er zal dan ook een korte toelichting plaatsvinden van het project en de projectorganisatie. Waarna er vervolgens een samenvatting gegeven wordt van de belangrijkste punten van het project.

2.3.1 Spoorzone Delft

Het huidige treinverkeer in Delft vindt plaats over het spoorwegviaduct welke midden door de stad loopt. Dit veroorzaakt toenemende geluids- en milieuoverlast. In 2002 vonden er 345 treinpassages plaats per etmaal, naar verwachting neemt dit aantal toe tot 550 treinpassages in 2015. In de huidige situatie is het 2-sporig, dit geeft een capaciteit beperking. Railned verwacht dat in 2030 spoorverdubbeling noodzakelijk is.

Het project spoorzone Delft is ingegeven door een 3-tal problemen vanuit de huidige situatie.

Als eerste is er de grote hinder van het spoor door geluid, trillingen, neerslag van metaaldeeltjes en vervuiling door toiletpapier uit treinen.

Door de toenemende sociale onveiligheid onder het spoorviaduct, zoals: vandalisme aan auto's en fietsen, wildplassen, grofvuilstort, drugshandel en – gebruik en hangplekken, zorgt het spoorwegviaduct voor een steeds grotere barrièrewerking in de stad.

Door de verwachte toename van het treinverkeer, zal de capaciteit van het huidige spoor niet voldoen, tevens zal zonder aanpassing de huidige overlast nog meer toenemen.

Door een integrale aanpak is een masterplan uitgewerkt, in dit masterplan Spoorzone is aangegeven welke metamorfose de Spoorzone ondergaat door middel van de aanleg van een spoortunnel. Er komt 30 ha stedelijk gebied beschikbaar midden in de stad, zonder de huidige geluids- en milieuoverlast. Ook wordt de barrièrewerking van het spoorviaduct opgeheven en wordt het capaciteitsprobleem opgelost door een 4-sporige spoortunnel.

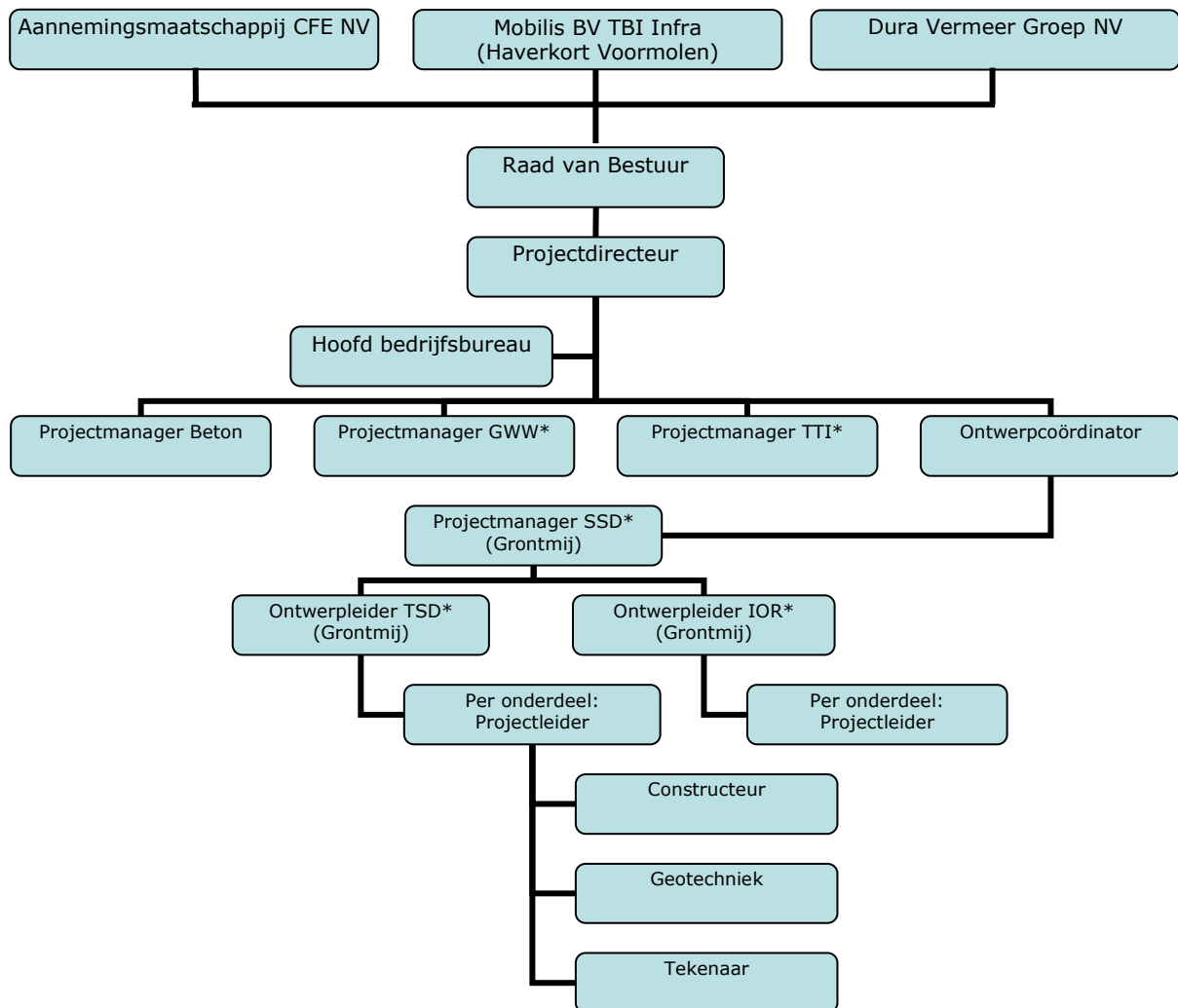
Voor de bouw van de spoortunnel voert Prorail de regie met afstemming van bouwcontacten en overige projecten zoals:

- Bouw nieuw stadskantoor gemeente Delft
- Omleggen kabels en leidingen
- Inrichting openbare ruimte
- Bouw ondergrondse parkeergarage
- Bouw ondergrondse fietsenstalling
- Afbouw station en sporen

Vanuit de opdrachtgever Prorail is het project “Spoorzone Delft”aanbesteed als Design&Construct. Na een onderhandelingsperiode is dit contract gegund aan de Combinatie CrommeLijn(CCL) bestaande uit de bedrijven: Aannemingsmaatschappij CFE NV, Mobilis BV, TBI Infra en Dura Vermeer Groep NV. Ter ondersteuning voor het ontwerp is Grontmij ingeschakeld.

2.3.2 Projectorganisatie

Het project, Tunnel en Station Delft(TSD), wordt gerealiseerd in het hart van de stad Delft. Dit betekent dat de uitvoering plaats vindt in een bebouwde omgeving en plaatselijk zeer dicht bij historische bebouwing en langs doorgaand verkeer. Om dit te realiseren is een projectorganisatie samengesteld, de structuur van deze organisatie is in onderstaand organigram weergegeven.



- * GWW: Grond, Weg- en Waterbouw
 IOR: Inrichting Openbare Ruimte
 SSD: Spoor & Stad Delft
 TSD: Tunnel en Station Delft
 TTI: Tunnel Technische Installaties

Het project "Spoor & Stad Delft" is als een Design & Construct aanbesteding op de markt gekomen. Met de nodige eisen en uitgangspunten vanuit de opdrachtgever Prorail heeft de Combinatie Crommelyn (CCL) een aanbiederontwerp gemaakt.

Bij dit aanbiederontwerp is de volgende ontwerpfilosofie gehanteerd. Een ontwerp welke zo weinig mogelijk overlast tijdens de uitvoering veroorzaakt en dus zo veel mogelijk trillingsarme, geluidsarme en zettingsarme bouwmethoden toe past en tevens de benodigde breedte van het werkterrein zoveel mogelijk beperkt.

Vanuit de context van dit verslag is gelet op de organisatie van het ontwerpproces. De afstudeerder is binnen de organisatiestructuur toegevoegd aan de Ontwerpcoördinator. De functie van de ontwerpcoördinator is het controleren, toetsen en aansturen, vanuit CCL, van de technische uitwerking van het ontwerp door het adviesbureau Grontmij Nederland BV. De functie van de afstudeerder is het doen van een referentie onderzoek voor CCL, met betrekking tot het voorstel voor het toepassen van voorgespannen diepwanden.

2.3.3 Samenvatting project

Vanuit de opdrachtgever, Prorail, zijn er projectgrenzen en randvoorwaarden geformuleerd. Deze zijn geformuleerd in het Aanbestedingsdossier en dan met name in de Eisenspecificatie TSD, de hoofdeisen zullen genoemd worden, voor aanvullende eisen wordt verwezen naar de Eisenspecificatie TSD.

In hoofdlijnen omvat het project:

- het ontwerp en de realisatie van een 2400 meter lange spoortunnel geschikt voor viersporig treinverkeer, inclusief station;
- het ontwerp en de realisatie van een openbaar vervoerknooppunt;
- het ontwerp en realisatie van een ondergrondse parkeergarage;
- het deels bouwrijp en deels woonrijp maken van de spoorzone.

De voornaamste functionele doelstelling voor de TSD betreft:

Algemeen

- Verbeteren leefbaarheid van Delft
- Inrichting maaiveld volgens "Plan Busquets" uit aanbestedingsdossier
- Behoudt rijksmonumenten molen De Roos en de Bagijnnetoren in huidige staat en functionaliteit
- Beperking van bijkomende schade aan belendingen

Tunnel

- Viersporige spoortunnel voor zowel reizigers- als goederentreinen tot een snelheid van 140 km/h
- Realisatie van bedieningsgebouwen bij de tunneltoeritten
- De spoortunnel is geschikt voor bebouwing op de tunnel

Station

- Huidige en historische stationsgebouw handhaven
- De sociale veiligheid voor reizigers dient gewaarborgd te zijn.
- Realiseren van ondergrondse fietsenstalling voor 5000 fietsen

Parkeergarage Spoor en Station (PSS)

- Realiseren van ondergrondse parkeergarage met 650 plaatsen

Inrichting openbare ruimte (IOR)

- Realisering van een compact openbaar vervoersknooppunt bij station
- Huidige waterkering handhaven en waterberging in stadsgracht waarborgen
- Functionaliteit van de weginfrastructuur, inclusief tram, is teruggebracht of aangepast
- Realiseren van een conflictvrij noord-zuid fietsverbinding
- Bestaande functionaliteit DSM terrein handhaven
- Kabels en leidingen verleggen, dan wel aanpassen aan de nieuwe stedenbouwkundige inrichting, met behoud van de oorspronkelijke functionaliteit

In het aanbestedingsdossier zijn ook een aantal informatieve documenten toegevoegd. Deze hebben geen bindende functie maar kunnen gebruikt worden voor de uitwerking van het ontwerp.

Vanuit de bindende en informatieve documenten uit het aanbestedingsdossier is door de Combinatie Crommelijn (CCL) een aanbestedingsontwerp gemaakt.

Na de gunning is begonnen met het verder uitwerken van dit aanbestedingsontwerp tot het definitieve ontwerp dat, na goedkeuring opdrachtgever, uitgevoerd zal worden.

2.3.4 Projectfasering

Door de beperkte ruimte en aanwezigheid van het huidige spoorviaduct vindt de bouw plaats in 2 fasen. Fase 1 is de bouw van de oostelijke tunnelbuizen (tot ±2013). Na sloop van het spoorviaduct vindt de bouw van fase 2, westelijke tunnelbuizen en parkeergarage, plaats (tot ±2016).

2.4 Vervormingen en zettingen

Vervormingen en zettingen zijn voor de haalbaarheid en de acceptatie van grote ondergrondse projecten van groot belang. Grote vervormingen van de diepwand geeft grote zettingen van het maaiveld en ook van funderingen van belendingen. Dit alles veroorzaakt schade aan de belendingen binnen de invloedssferen van de ondergrondse constructie. Zoals optraden bij de Noord-Zuidlijn in Amsterdam en bij de metrolijn in Keulen. Het is van groot belang om deze effecten te onderzoeken voor een ondergrondproject wordt uitgevoerd.

In dit gedeelte zal er als eerste gelet worden wat effect heeft op de vervormingen van de bouwkuipwand, de relatie vervormingen – zettingen en de relatie zettingen - schade. Vervolgens zal er gelet worden op het tot stand komen van de zettingscriteria. Tevens zullen de optredende effecten bij een aantal referentie projecten vergeleken worden. Afsluitend zullen er een aantal maatregelen genoemd worden om vervormingen en zettingen te beperken.

2.4.1 Invloeden op vervormingen en zettingen

Voor het inzichtelijk maken van de relaties en verbanden wordt hiervan een beschouwing gemaakt.

Invloed op vervormingen

Verschillende gegevens hebben invloed op de vervormingen van de bouwkuipwand. De belangrijkste zullen kort genoemd en toegelicht worden om het effect er van duidelijk te maken.

- Grondeigenschappen

De optredende vervormingen en zettingen zijn sterk afhankelijk van de aanwezige grondeigenschappen. Stijve grond is relatief minder gevoelig voor vervormingen en zettingen dan slappe grond. Een gedegen grondonderzoek voor het ontwerpen van een ondergrondse constructie is van groot belang. Al blijft er een relatief grote marge zitten in de bepaalde grondwaarden.

- Waterdrukken

Het verschil in waterdrukken tegen de bouwkuipwand heeft grote effecten op de vervormingen van de wand. Hogere drukverschillen zullen leiden tot grotere vervormingen. Ook deze waterdruk heeft een relatief grote marge, de waterdrukken in de bouwkuip zij door bemaling te beheersen. De waterdrukken aan de buitenzijde zijn sterk afhankelijk van de natuurlijke omstandigheden.

- Belastingen op maaiveld

Zoals vervormingen van de wand, effect heeft op de zettingen van het maaiveld, heeft de maaiveldbelastingen effect op de vervormingen van de wand. Hoe hoger de maaiveldbelasting, hoe groter de vervormingen.

De voorgaande punten waren opgelegde gegevens welke beperkt te beïnvloeden zijn. De volgende punten zijn te beïnvloeden bij het ontwerp en de realisatie van het ondergrondse project.

- Stijfheid wandconstructie

De stijfheid van de wandconstructie heeft grote invloed op de vervormingen van de wand. Hier bij geldt, hoe stijver de wand, hoe beperkter de vervormingen. Hierbij kan gestuurd worden door de dikte van de diepwand, toepassing van stempels en voorspanning.

- Bouwmethode en bouwfaserings

De bouwmethode en bouwfaserings hebben invloed op de optredende vervormingen van de wand. Door een zorgvuldige bouwmethode en bouwfaserings kunnen de vervormingen als gevolg hiervan beperkt blijven.

- Ontgravingsdiepte

De ontgravingsdiepte is sterk afhankelijk van het ontwerp, de bouwmethode en de bouwfaserings. Hoe groter de ontgravingsdiepte hoe groter de vervormingen zullen worden door de grotere grond- en waterdrukken.

Relatie vervormingen - zettingen

Ook voor de relatie tussen de vervormingen van de wand en de zettingen op maaiveld zijn verschillende gegevens welke daar invloed op hebben. Dit zijn echter gegevens welke door het ontwerp niet te beïnvloeden zijn.

- Grondeigenschappen

Deze relatie is sterk afhankelijk van de aanwezige grondeigenschappen. Stijve grond zal vervormingen van de wand gedeeltelijk overdragen als zettingen op maaiveld. Slappere grond zal in het algemeen meer vervorming overdragen als zettingen op het maaiveld.

- Afstand tot belendingen

Een ander gegeven is de afstand tussen de wand en de belending. Hoe groter deze afstand, des te beperkter zal de invloed van de vervorming als zetting op maaiveld merkbaar zijn.

Relatie zettingen – schade

De relatie tussen zettingen van het maaiveld en schade is hoofdzakelijk afhankelijk van de kwaliteit van de belendingen. De kwaliteit is hierbij afhankelijk van het funderingstype en de constructieve staat van de belending. Tevens is deze relatie afhankelijk van het (niet) samenwerken van de fundering en de grond.

2.4.2 Bepaling zettingscriteria

De zettingscriteria worden bepaald voor belendingen die zich binnen de invloedssferen van het project bevinden. Zoals in het voorgaande gedeelte aangegeven zijn hierbij vele gegevens die hierop invloed hebben. Voor het bepalen van de zettingscriteria wordt hier het diagram van Boscardin en Cording als basis aangehouden (fig. 2.4.1), deze criteria zijn ook gebruikt voor de schaderisicoberekeningen van de Noord-Zuidlijn in Amsterdam.

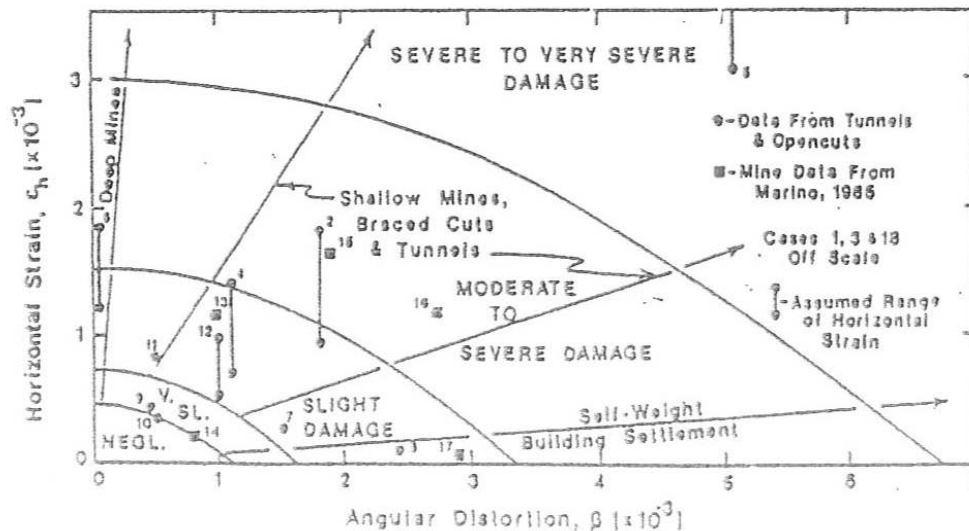


Fig. 2.4.1 relatie tussen zettingsschade en schadeparameters voor gebouwen, uit onderzoek van Boscardin en Cording (1989).

In het diagram zitten 3 parameters, namelijk de schadeklasse van de belending, de horizontale rek(y-as) en de relatieve hoekverdraaiing(x-as). De relatieve hoekverdraaiing (angular distortion) is de maximale verschil hoekverdraaiing van de zettingslijn onder een gebouw, zie definitie 3.29 in NEN 6740:2006 (figuur 2.4.2)

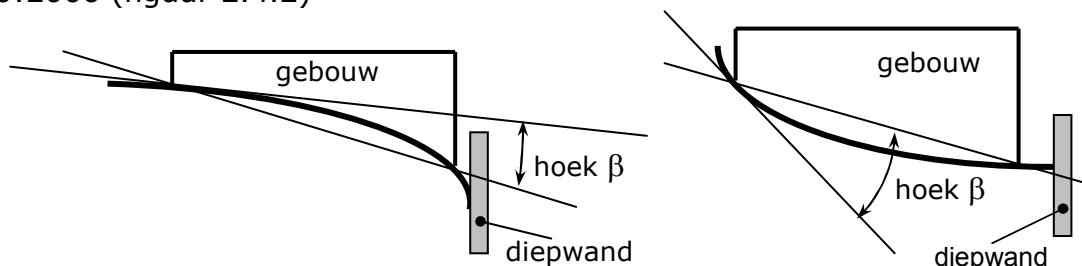


Fig. 2.4.2 illustratie vervorming gebouw door zettingen met angular distortion (hoek β) als hoofdparameter, voor 2 verschillende vormen van zettingslijnen

De horizontale rek (horizontal strain) is de rek die een gebouw ondergaat, als gevolg van verplaatsing van grond onder dat gebouw. Deze wordt gedefinieerd als $\Delta l/l$. Hiervoor wordt aangenomen dat de horizontale rek van de belending gelijk is aan de horizontale rek in de ondergrond ter hoogte van de onderkant van de fundering (100% aanhechting).

De schadeklassen geven de verwachte schade weer als gevolg van zettingveroorzakende werkzaamheden. Deze worden omschreven volgens de internationaal geaccepteerde gradatie van zettingsschade, afkomstig van de Building Research Establishment. (Fig. 2.4.3)

Hierbij wordt een classificatie aangehouden van verwaarloosbaar tot zeer ernstige schade. In de derde kolom is een omschrijving gegeven van de schadebeelden en in de vierde kolom is een indicatie van de optredende scheurwijdte gegeven.

Schadecategorie	schadeklasse	Beschrijving karakteristieke schadebeelden en herstelwerkzaamheden	Indicatie voor scheurwijdten (mm)
Esthetische, architectonische schade	Verwaarloosbaar	Haarscheurtjes ter wijde van max. 0,1mm	Tot 0,1mm
	Zeet licht	Fijne scheuren ter wijde van max. 1mm	Tot 1mm
	Licht	Scheurwijdten ter wijde van max. 5mm en mogelijk licht vervormde raam- en deurkozijnen; scheurreparatie	Tot 5mm
Functionele schade	Matig	Scheuren ter wijde van max. 15mm. Vervorming van raam- en deurkozijnen; lekkages; gescheurde leidingen; intensieve scheurreparatie en vervanging metselwerk	5 tot 15mm of een aantal scheuren > 3mm
	Ernstig	Scheuren ter wijde van max. 25mm, sterk vervormde raam- en deurkozijnen, merkbaar hellende vloeren (>1:100), muren bol of uit het lood, enkele balken verliezen aan oplegglengte, afgebroken leidingen; intensieve reparatiekosten; herstel van helling.	15 tot 25, maar ook afhankelijk van het aantal scheuren
Constructieve schade (Stabiliteitsproblemen)	Zeet ernstige schade	Scheuren ter wijde van min. 25mm; balken verliezen oplegging; muren zwaar uit het lood en moeten worden gestut, gebroken ramen, gevaar van instabiliteit, ingrijpende renovatie / herbouwwerkzaamheden	> 25mm, maar ook afhankelijk van het aantal scheuren

Opmerkingen: 1. Er bestaat geen eenvoudige relatie tussen functionele en visuele schade
 2. Scheurwijdte dient alleen als indicator te worden gebruikt, niet als absolute maat voor schade

Fig. 2.4.3 Classificatie van zettingschade (volgens Building Research Establishment)

De schadeklassen worden vervolgens gekoppeld aan de kwaliteitsklassen van de belendingen. Hierbij geldt, hoe slechter de kwaliteitsklasse, hoe minder bijkomende vervorming kan worden opgenomen zonder schade.

De kwaliteitsklassen geven de kwaliteit van de belendingen weer voor aanvang van het project (nul-meting). Hierbij worden 4 kwaliteitsklassen onderscheiden, waarbij de classificatie gebeurt op basis van gemeten scheefstanden en casco- en funderingsonderzoek. Hierbij wordt de volgende classificatie aangehouden:

Klasse I: Verwaarloosbare schade;

Klasse II: Zeet lichte esthetische schade;

Klasse III: Lichte esthetische schade;

Klasse IV: Onacceptabele esthetische schade, begin van functionele bouwschade, verlies van constructieve stabiliteit.

De relatieve hoekverdraaiing en de horizontale rek als gevolg van het aanbrengen van de ondergrondse constructie volgen uit een EEM-berekening. De schadeklasse volgt uit het de kwaliteit van de belendingen en de relatie welke gelegd wordt tussen de schadeklassen en de kwaliteitsklassen. Wanneer de parameters bepaald zijn kan het ontwerp getoetst worden met behulp van het diagram van Boscardin en Cording (fig. 2.4.1).

2.4.3 Referentieprojecten

De opgestelde zettingscriteria worden gegeven voor de fundering van de belendingen. Om de toelaatbare vervormingen van de diepwand te bepalen zal er dus een relatie gelegd moeten worden tussen de vervormingen van de diepwand en de zettingen van de fundering.

Het bepalen van deze relatie is niet éénduidig omdat er verschillende onzekere variabelen zijn welke invloed hebben op deze relatie, zoals gezien in hoofdstuk 2.4.1.

Om het effect van verschillende variabelen te illustreren en de relatie tussen vervormingen van diepwand en zettingen van het maaiveld, worden er een aantal referentieprojecten beschreven.

Parkeergarage Rabobank Utrecht

Voor de aanleg van de parkeergarage, bij het Rabobank gebouw in Utrecht, wordt de diepwand geplaatst op 0,75m afstand van de betonnen funderingspalen van het naastliggende kantoorpand. De optredende zettingen van dit gebouw zijn weergegeven in figuur 2.4.4. De hierbij berekende en gemeten doorbuiging van de diepwand is weergegeven in figuur 2.4.5.

Tijdens het maken van de diepwandpanelen is het gebouw inderdaad gaan zakken, zij het iets minder dan berekend. Na een herstel tijdens het in den droge ontgraven tot aan het verdiepte stempelraam is het gebouw min of meer stabiel gebleven, ook tijdens het ontgraven in den natte. Tijdens het leegpompen van de bouwput is het belendend pand omhoog gekomen terwijl juist een verdere zetting berekend was. Om dit te verklaren wordt gekeken naar het gedrag van de diepwand zelf. Figuur 2.4.5 geeft zowel de berekende (getrokken lijnen) als de gemeten (stippellijnen) vervorming van de diepwand weer voor drie verschillende bouwfasen:

1. Droog ontgraven tot het verdiepte stempelraam;
2. Ontgraven in den natte tot onderkant onderwaterbeton en
3. Droogpompen van de bouwput.

Uit de vergelijking volgt dat de diepwand in werkelijkheid veel stijver gereageerd heeft, waardoor de uitbuiging kleiner is gebleven. Het met de bouwput mee omhoog komen heeft daardoor de overhand gekregen.

Afwijkend met de situatie in Delft is, dat belendingen hier op betonpalen gefundeerd zijn en er is vanaf ongeveer 5m onder maaiveld vastgepakt tot zeer vastgepakt zand aanwezig. Voor de situatie Delft is met deze constructie een grotere zetting te verwachten van de belendingen.

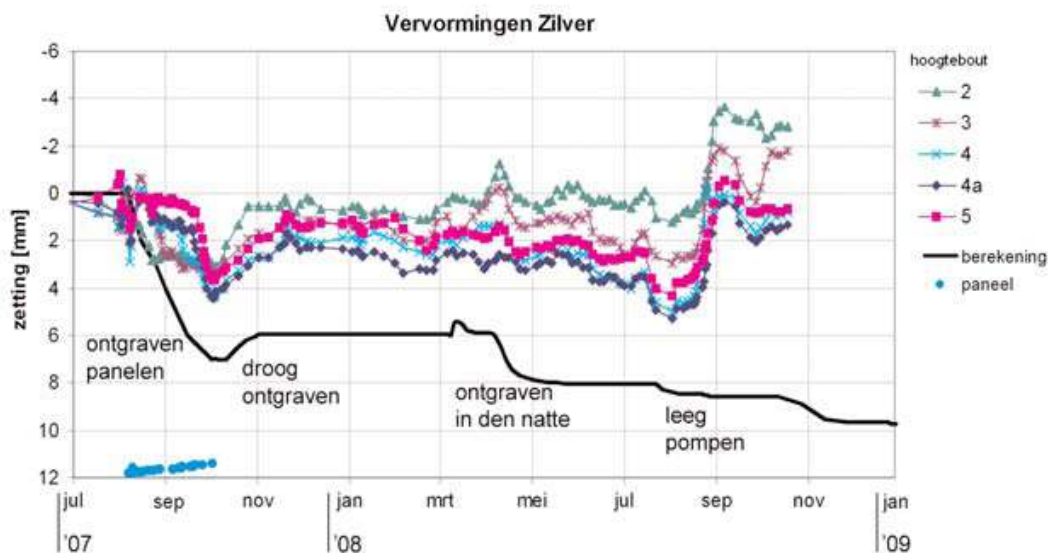


Fig. 2.4.4 Berekende(EEM) en gemeten zettingen bestaande kantoorpand

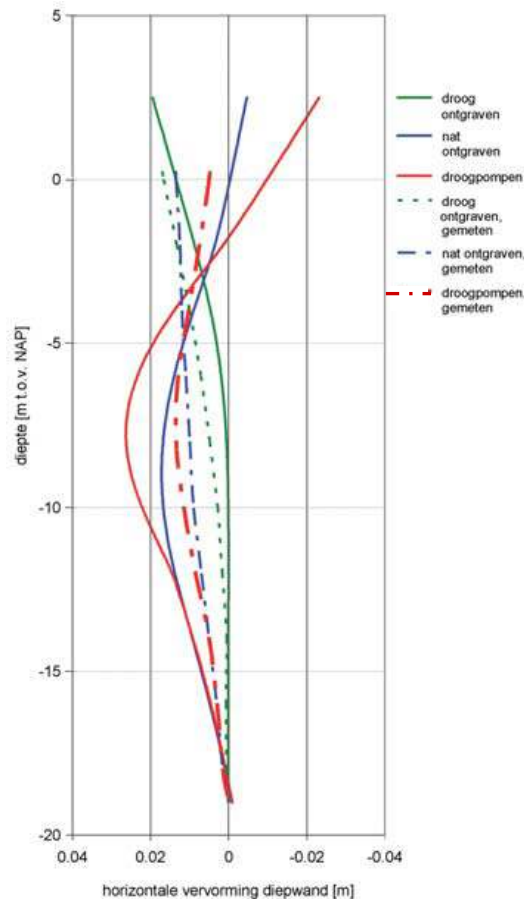


Fig. 2.4.5 Berekende en gemeten doorbuiging diepwand

Parkeergarage Leeuwarden

Een ander project is een parkeergarage in Leeuwarden. Van dit project zijn maar beperkt gegevens bekend. De belendingen liggen op een afstand van 9m uit de diepwand. Hierbij wordt gesproken over een zetting van 5-10mm van de op staal gefundeerde belendingen met een bijbehorende vervorming van de diepwand van 10-20mm.

Afwijkend met de situatie in Delft is hier vooral de grotere afstand tot de diepwanden. Een kortere afstand zal meer zettingen geven van het maaiveld, zoals ook te zien in fig. 2.1.2 en fig. 2.1.3.

WillemsSpoortunnel Rotterdam

De WillemsSpoortunnel is een circa 3 km lange viersporige tunnel die in het hart van de stad Rotterdam onder de Nieuwe Maas en de Koningshaven doorloopt. De grondopbouw bestaat uit een klei/veenpakket vanaf maaiveld tot NAP - 17,0m. Tussen de NAP -17,0m en de NAP -30,0m zit een vastgepakte pleistocene zandlaag, daaronder zit nog een leemlaag. De spoortunnel wordt ontgraven tot een diepte van NAP -17,0m, het maaiveld bevindt zich op NAP +3,0m, waardoor een kerende hoogte van 20m ontstaat. Er is een gestempelde diepwand toegepast met een dikte van 1200mm en 3 stempellagen, zie fig. 2.4.6

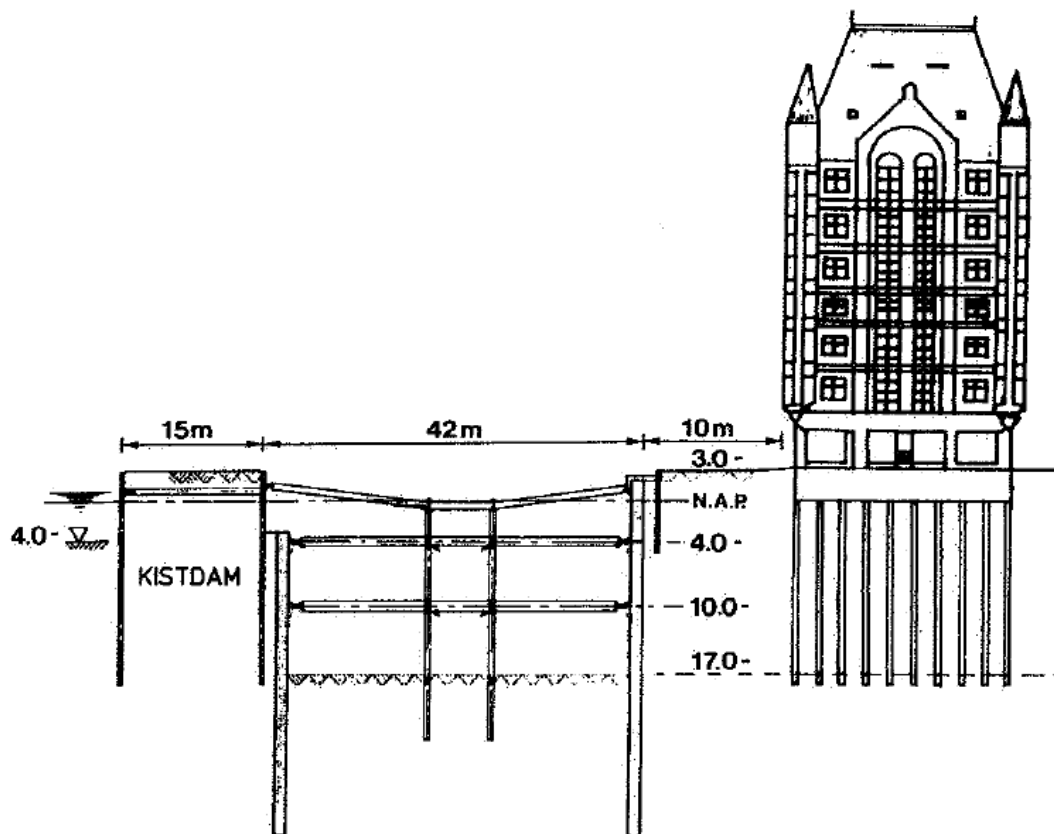


Fig. 2.4.6 Doorsnede Willemsspoortunnel tpv. het "Witte Huis"

De berekening van de diepwand is gemaakt met een elastisch ondersteund liggermodel. Door middel van een groot aantal boringen zijn de ontwerpparameters vastgesteld. Uit fig. 2.4.7 blijkt dat de gemeten verplaatsing minder is dan de berekende verplaatsing. Hierbij worden de volgende verklaringen gegeven:

- In de berekening is een gelijkmatig verdeelde bovenbelasting van 20 kN/m² ingevoerd. In de praktijk is deze belasting vaak niet aanwezig;
- In de toegepaste berekeningsmethode wordt de boogwerking in de grond verwaarloosd;
- De gebruikte parameters zijn ontwerpwaarden. De berekende verplaatsingen moeten daarom aan de hoge kant en groter zijn dan de in werkelijkheid optredende verplaatsingen.

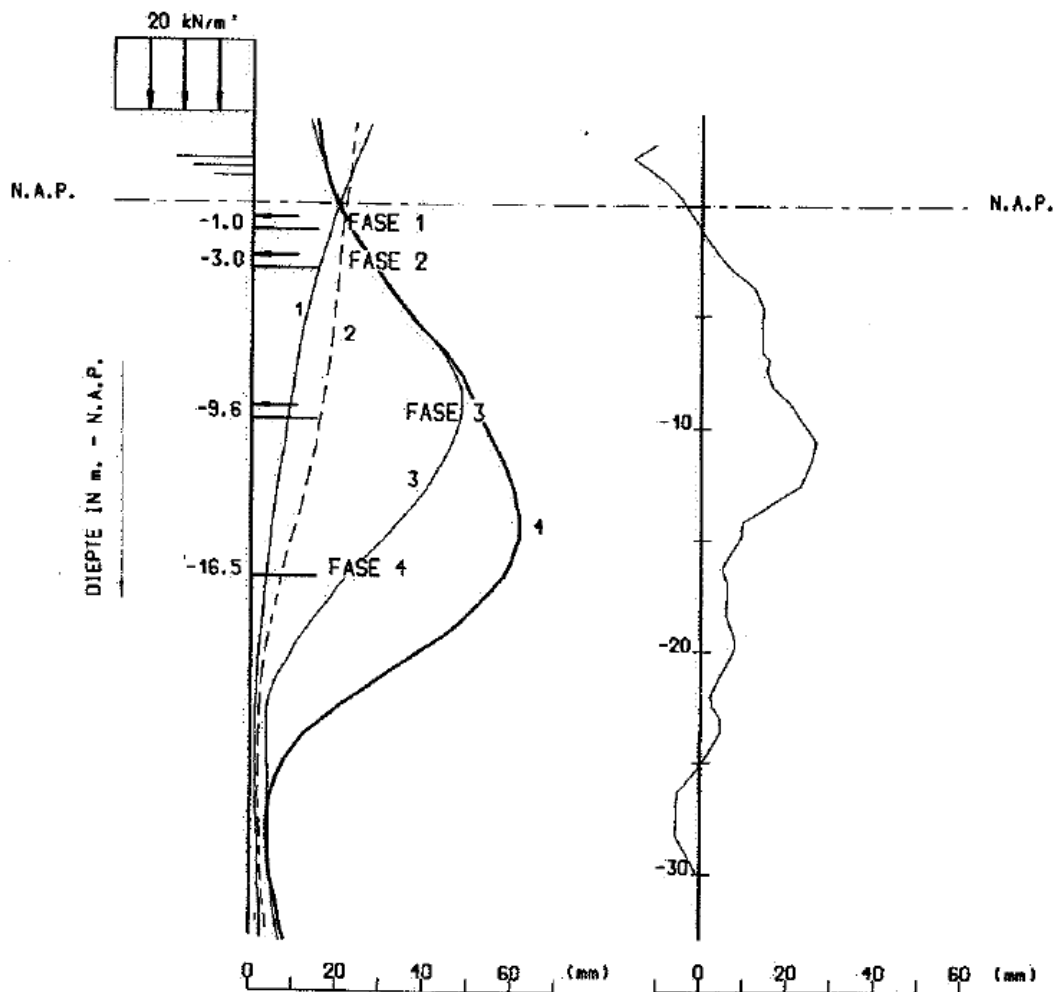


Fig. 2.4.7 Berekende en gemeten horizontale verplaatsingen

Uit verder onderzoek blijkt dat de invloed van de bovenbelasting alleen in de eerste ontgravingsfase van belang is. Berekeningen met de eindige elementenmethode wijzen uit, dat de invloed van de boogwerking in de grond in dit geval verwaarloosbaar is. Aanpassing van de parameterwaarden voor de hoek van interne wrijving, cohesie en beddingsconstante leveren verplaatsingen in de zelfde orde van grote als de gemeten verplaatsingen.

De gemeten horizontale verplaatsing, 27mm, is ruim de helft minder dan de berekende verplaatsing van 65mm. Hier aan gekoppeld is een verticale verplaatsing van het "Witte Huis" van 22mm. Hier wordt echter geen melding gedaan van relatieve hoekverdraaiing of horizontale rek.

Vergelijkend met de spoortunnel in Delft zijn er een aantal verschillen en overeenkomsten te noemen.

De Willemsspoortunnel ligt dieper dan in Delft. De kerende hoogte is in Delft bijna de helft kleiner. De afstand tot de belendingen is in Rotterdam groter dan in Delft, respectievelijk 10m en 3m. Als gevolg van de onttrekking door DSM zijn de waterdrukken in Delft relatief laag. Als laatste zijn de belendingen in Rotterdam op palen gefundeerd en in Delft op staal.

In beide constructies wordt gebruikt gemaakt van een stempelconstructie. De grondopbouw laat ook overeenkomsten zien, eerst variërende slappe lagen met daaronder een vastgepakte zandlaag. Voor het ontwerp in Delft worden ook hoge

grond- en grondwaterparameters aangehouden, waardoor dus ook relatief groter berekende verplaatsingen zijn te verwachten.

In het ontwerp zitten grote verschillen, maar de verhouding horizontale berekende verplaatsing en gemeten verplaatsingen is wel een factor om rekening mee te houden.

Stadskantoor Deventer

Als laatste zal de nieuwbouw van het stadskantoor in Deventer vergeleken worden. Het betreft hier ook een gebouw in stedelijk gebied met omringende historische bebouwing op een afstand van 1,0m welke op staal zijn gefundeerd. Bij een ontgraving van 12m diepte wordt hier een vervorming van 15mm toegelaten, welke als zeer beperkt wordt geclassificeerd.

De uitgangspunten van dit project hebben veel overeenkomsten met het project in Delft. Al is de afstand diepwand-belending en de ontgravingsdiepte in Deventer groter dan in Delft. De grondstijfheid is echter in Deventer groter dan in Delft.

Door het toepassen van verschillende berekeningsmethoden kunnen als gevolg hiervan de berekende vervormingen verschillen. Bij de parkeergarage in Utrecht wordt er gerekend met een EEM-model(HS), bij de Willemsspoortunnel met een veren-model en voor de andere projecten wordt geen methode genoemd. Dit zou mogelijk een ook veren-model kunnen zijn.

Beperken van risico op schade

Om de risico op schade te beperken kan er op 2 manieren gestuurd worden, namelijk:

- Verbeteren van de belending waardoor de kwaliteit toeneemt;
- Verminderen van de optredende zettingen welke schade veroorzaken.

Het verbeteren van de kwaliteit van de belending kan door het versterken van de fundering en muren.

De optredende zettingen kunnen verminderd worden door het beperken van de vervorming van de ondergrondse constructie.

Zowel de kans als de schade kunnen beperkt worden waardoor de risico's afnemen.

3. Definitie afstudeeronderzoek

Het afstudeeronderzoek wordt gedefinieerd door een korte probleemanalyse, waaruit de probleem- en doelstelling wordt geformuleerd.

3.1 Samenvatting probleemanalyse

In de binnenstad van Delft wordt een spoortunnel gerealiseerd. Dit gebeurt op korte tot zeer korte afstand van historische belendingen, welke zettingsgevoelig zijn. Dit betekent dat er minimale zettingen zijn toegestaan om geen schade te veroorzaken. De zettingen van de belendingen zijn afhankelijk van de vervormingen van de bouwkuipwand. Verschillende factoren hebben invloed op de vervormingen:

- de afstand tussen bouwkuipwand en belending;
- de zettingsgevoeligheid van de belending;
- de optredende grond- en waterdrukken;
- de constructie van de wand.

De eerst genoemde factoren zijn niet of zeer beperkt te beïnvloeden, de constructie van de wand is echter wel te variëren.

De verschillende constructies voor de bouwkuipwand zijn te verdelen in 2 typen bouwmethode:

- Trillingsarm, zoals diepwand, barettenwand, palenwand en het indrukken van damwand
- Met trillen, zoals damwand en combiwand

Ook trillingen veroorzaken zettingen en schade aan nabij gelegen belendingen. Voor de tunneldelen in de directe nabijheid van belendingen is dan ook gekozen voor een tunnelconstructie volgens de wanden-dak methode met diepwanden. Dit heeft 2 voordelen, het geeft een stijve bouwkuipwand en een relatief korte periode van overlast op het maaiveld.

Om de vervormingen van de diepwand te beperken, zijn er een aantal maatregelen mogelijk. Namelijk het toepassen van tijdelijke stempels of het verhogen van de buigstijfheid in de diepwand door middel van het vergroten van de wanddikte, het aanbrengen van meer wapening of het toepassen van voorspanning. Het toepassen van stempels en wapening vind veelvuldig plaats bij diepwanden, dit geldt echter niet voor voorspanning in diepwanden.

3.2 Probleemstelling

Waarom worden tot heden in Nederland geen voorgespannen diepwanden toegepast, terwijl dit één van de technische oplossingen is om de vervormingen van de bouwkuipwand te beperken.

3.3 Doelstelling

Ontwerp en onderzoek een voorgespannen diepwand die voldoet aan de voor de belendingen gestelde zettingscriteria en onderzoek of deze economisch verantwoord is.

3.4 Afbakening onderzoek

De kern van het onderzoek ligt op het onderzoeken van technische en economische haalbaarheid van voorgespannen diepwanden.

Het onderzoek zal plaatsvinden binnen het project "Spoorzone Delft" met de volgende randvoorwaarden.

- Het onderzoek zal uitgevoerd worden voor een 2-sporige tunnel, fase 1. De invloed van de westelijke tunnel en parkeergarage Spoorsingel wordt in de nabeschuwing beoordeeld;
- Voor het vergelijken van de ontwerpen gaat het om de vergelijking van de verschillen;
- De algemene risico's van diepwanden worden buiten beschouwing gelaten, enkel de specifieke risico's met betrekking tot voorspanning en tussenstempels zullen benoemd worden

4. Uitgangspunten en randvoorwaarden

De basis uitgangspunten en de randvoorwaarden voor de ontwerpen zullen in het onderstaande gedeelte bepaald worden. Verdere uitwerking van deze uitgangspunten is gedaan in bijlage D. Specifieke uitgangspunten zullen per onderwerp vastgesteld worden.

4.1 Geometrie dwarsdoorsnede

De geometrie van de tunneldwarsdoorsnede is over het gehele tracé ongeveer gelijk, uitgezonderd het station. Het is voornamelijk de geometrie van de omgeving welke bepalend is voor de beschouwde dwarsdoorsnede. De locatie van deze dwarsdoorsnede wordt bepaald door 2 parameters, namelijk:

- De minimale afstand van de diepwand tot de belending;
- De zettingsgevoeligheid van de panden.

De hieruit volgende kritieke locatie is Phoenixstraat 30 (metrering 68.980), zie figuur 4.1.1. De hierbij horende dwarsdoorsnede, zoals weergegeven in figuur 4.1.2, zal als uitgangspunt dienen voor het onderzoek en ontwerp.

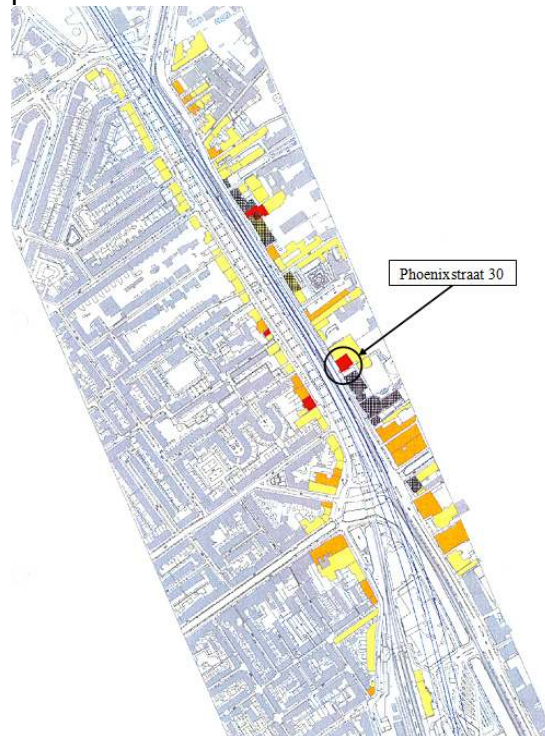


Fig. 4.1.1 locatie beschouwde doorsnede

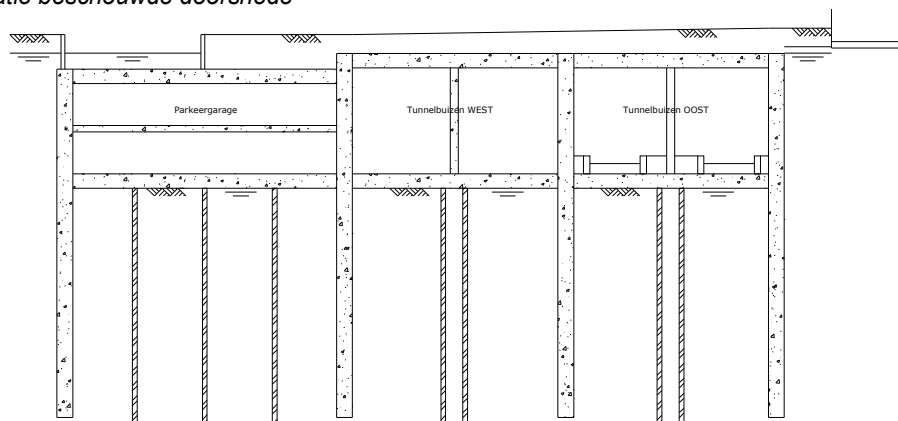


Fig. 4.1.2 Geometrie parkeergarage en tunnelbuizen tpv. Phoenixstraat 30

4.2 Bouwveiligheid

De tunnelconstructie dient te voldoen aan wettelijke bepalingen, het bouwbesluit en aanvullende eisen van de opdrachtgever Prorail.

De van toepassing zijnde voorschriften en richtlijnen zijn weergegeven in bijlage D.2.

Veiligheidsklasse

De constructie wordt gezien als een bouwwerk met primaire maatschappelijke functie, tevens is het een tunnelconstructie. Daarom wordt deze ingedeeld volgens de NEN 6702 art 5.1 in veiligheidsklasse 3.

Ook in de bouwfase wordt met veiligheidsklasse 3 gerekend omdat bezwijken van de constructie grote gevolgen zal hebben met betrekking tot vervorming van de diepwand en belendingen.

Geotechnische categorie

Geotechnisch worden er drie categorieën onderscheiden volgens de NEN 6740 art. 6.2. Omdat het tunnelconstructie betreft met op korte afstand zettingsgevoelige belendingen wordt de constructie ingedeeld in de geotechnische categorie 3.

4.3 Vervormingseis voor het ontwerp

De vervormingseis van de diepwand is afhankelijk van 3 parameters, zoals toegelicht in hoofdstuk 2.4.2. Namelijk de kwaliteit van de belending, de relatieve hoekverdraaiing en de horizontale rek van de grond. Waarbij aangenomen wordt dat de belending de vervormingen van de grond volgt. Vanuit deze parameters wordt een vervormingseis bepaald van de diepwand. Van het eindontwerp wordt een EEM-berekening gemaakt waarbij de zettingen getoetst zullen worden aan de zettingscriteria uit het diagram van Boscarding & Cording.

Kwaliteitsklasse

De kwaliteit van de belendingen is voor aanvang van de grondvervormende werkzaamheden vastgesteld (nulmeting). De kwaliteit van de belendingen worden hierbij onderscheiden in 4 kwaliteitsklassen.

Deze classificatie is gebeurd op basis van de gemeten scheefstanden en casco- en funderingsonderzoek. De indeling van de belendingen naar kwaliteitsklasse, is weergegeven in bijlage D.3.

Relatie kwaliteitsklasse - schadeklasse

De relatie tussen de kwaliteitsklasse en de schadeklasse is in de aanbiedingsfase bepaald met behulp van het aanbiedingsontwerp en een EEM-berekening. Deze is gekoppeld aan het diagram van Boscarding & Cording, waarbij de grenswaarden voor schadeklasse 'slight damage' vanuit het onderzoek iets angescherpt zijn.

In figuur 4.3.1 is aangegeven welke grenswaarden gelden voor de relatieve hoekverdraaiing (angular distortion) en de horizontale rek (horizontal strain) bij de onderstaande kwaliteitsklasse verdeling per gebied:

Kwaliteitsklasse 4: binnen het rode gebied

Kwaliteitsklasse 3: binnen het oranje gebied

Kwaliteitsklasse 1 en 2: binnen het gele gebied

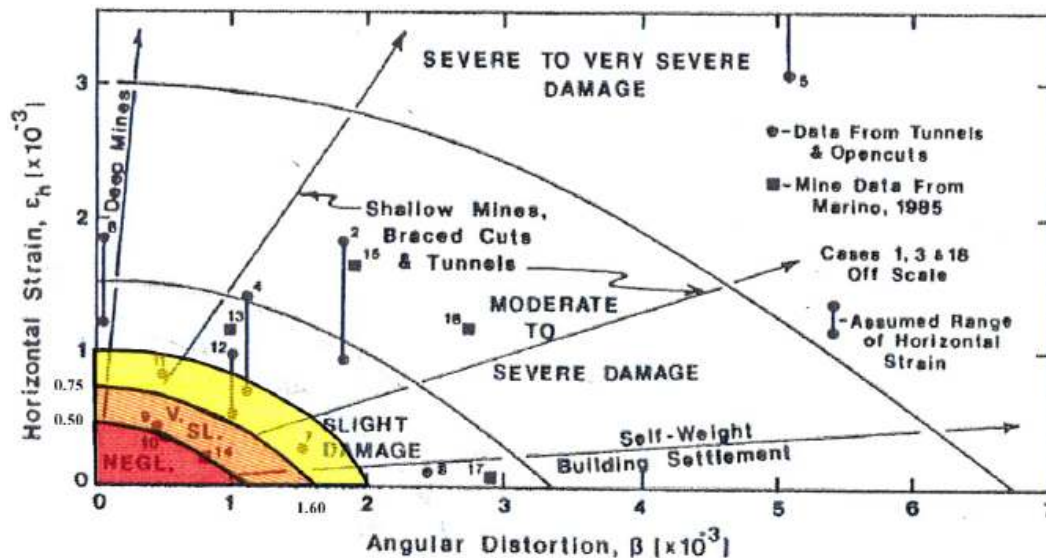


Fig. 4.3.1 Diagram voor Spoorzone Delft op basis van Boscarding & Cording

Vervormingseis

In de aanbiedingsfase is bij de toelaatbare zettingen ook de vervorming van de diepwand onderzocht. Hieruit volgt dat de vervorming van de diepwand gesteld wordt op maximaal 20mm om op de beschouwde locatie, met de omliggende belendingen, te voldoen aan de zettingscriteria.

Aandachtspunten

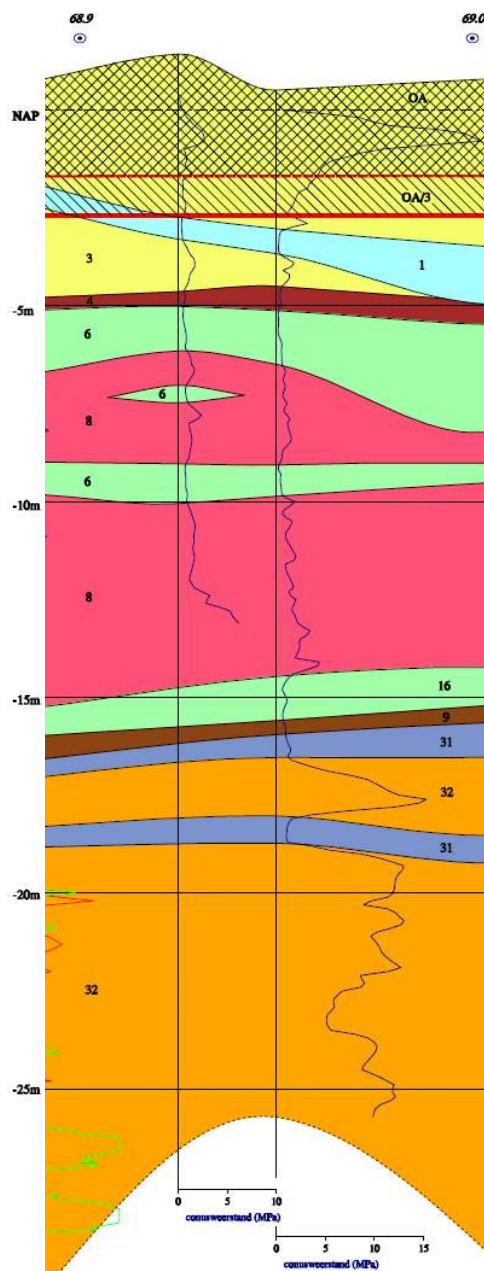
Op de tot stand gekomen vervormingseis zijn enkele aandachtspunten te benoemen.

- Er wordt aangenomen dat de vervorming van de fundering gelijk is aan de vervorming van de grond onder de fundering. Dit is vrij conservatief gerekend, de fundering zelf zal ook een zekere sterkte hebben waardoor de vervorming gedeeltelijk door de fundering wordt opgenomen. Op de uiteindelijke schade zal dit naar verwachting een positieve invloed hebben.
- Bij de schadeklasse indeling wordt een gecombineerde waarde aangehouden voor 'hogging' (plaatselijke bolling van de grond) en 'sagging' (plaatselijke zakking van de grond). De maatgevende waarde wordt hier bepaald door de maximale waarde in het pand. In werkelijkheid is het mogelijk dat deze maximale waarde niet optreedt op de zwakke punten van de constructie. Op de uiteindelijke schade zal dit naar verwachting een positief effect hebben.
- Geconcentreerde belastingen onder de op staal gefundeerde gebouwen worden in deze beschouwing niet benoemd. Indien deze aanwezig zijn, zullen deze delen verhoudingsgewijs meer zakken dan de delen met een 'lage belasting'. Dit effect kan zowel positief als negatief zijn. In deze situatie is er echter geen sprake meer van een gemiddelde rek onder het gebouw.

4.4 Schematisatie geologische grondopbouw

De basis voor de schematisatie van de geologische grondopbouw ligt in het grondonderzoek welke door Fugro is uitgevoerd en door GeoDelft is geanalyseerd. De schematisatie, welke gemaakt is uit sondering DKM2043 en boring B0002, van de geologische grondopbouw van de beschouwde locatie is weergegeven in fig. 4.4.1.

De geologische grondopbouw is opgebouwd vanuit het pleistoceen (laag 31&32), wat ontstaan is aan het einde van de ijstijd. Door het smelten van het ijs steeg de zeespiegel en ontstonden er geulen waardoor er kleiige zandlagen ontstonden door afzetting. Als gevolg van de zeespiegelstijging steeg ook de grondwaterspiegel, waardoor er vernatting van het landoppervlak optrad waardoor er veen ontwikkeling plaatsvond (laag 9). Door de stijgende zeespiegel verdrong het veen waarna afzetting van zand en klei op gang kwam. Het gebied kwam toen sterk overeen met de huidige



wadden. In de geulen werd slib houdend zand afgezet, er naast afwisselend klei en zand (laag 6, 8&16). Uiteindelijk trad er een vertraging van de zeespiegelstijging op wat tot gevolg had dat er een kustlijn ontstond die zich geleidelijk begon te sluiten. Dit alles leidde er toe dat het gebied verlandde waarna op grote schaal veenvorming plaatsvond (laag 4). Als gevolg van het doorbreken van een geul sneden verschillende takken zich diep in tot Midden Delfland. Deze geulen namen weer sediment mee, waardoor er zand werd afgezet in de geulen en klei er naast (laag 1&3). Rond het begin van de jaartelling zijn de geulactiviteiten ook gestopt waarna er dus geen afzettingen meer plaatsvonden. Vanaf die tijd is het huidige maaiveld gevormd.

Fig. 4.4.1 Grondopbouw beschouwde doorsnede

Voor een realistische benadering van de optredende vervormingen wordt uitgegaan van:

- de aanwezige grondwaterstand, volgens 4.5;
- de gemiddelde rekenwaarde van de grondgesteldheid, volgens bijlage D.4;
- de realistische belastingen op maaiveld, volgens 4.7 en bijlage D.7

4.5 Schematisatie grondwaterstanden / stijghoogten

De grondwaterstanden en stijghoogten worden in de huidige situatie in Delft gedomineerd door de grondwateronttrekking van DSM. Voor de bouwphase wordt er uitgegaan dat de onttrekking blijft plaatsvinden, in de eindfase moet het ontwerp voldoen bij stopzetting van de onttrekking. De maatgevende waarden voor de ontwerpdoorsnede zijn bepaald vanuit de peilbuis metingen.

Hieruit worden 3 watervoerende pakketten onderscheiden welke afgesloten worden door een slecht waterdoorlatend veen en/of klei pakket. De grondwateropbouw heeft de volgende kenmerken:

- de freatische grondwaterstand welke afgesloten worden door een dik veen en klei pakket.
- de stijghoogte van de tussenzandlaag (fig. 4.5.1) welke afgesloten wordt door een basisveenlaag.
- de stijghoogte van het eerste watervoerende pakket in het pleistoceen (fig. 4.5.2).

Dieper gelegen watervoerende pakketten zijn niet relevant voor het ontwerp.

Als gevolg van de puntvormige onttrekking door DSM variëren de stijghoogten in de tussenlaag en het eerste watervoerende pakket over het lengtetracé. De stijghoogte per locatie is hierbij afhankelijk van de afstand tot het onttrekkingspunt. Deze variatie in stijghoogte is te zien in de fig. 4.5.1 en 4.5.2

De onttrekking van DSM varieert ook in de tijd, met als gevolg een variatie van de stijghoogten in de tijd. Vanuit deze wisselende onttrekking is voor elk watervoerend pakket een hoge, een gemiddelde en een lage stijghoogte bepaalt.

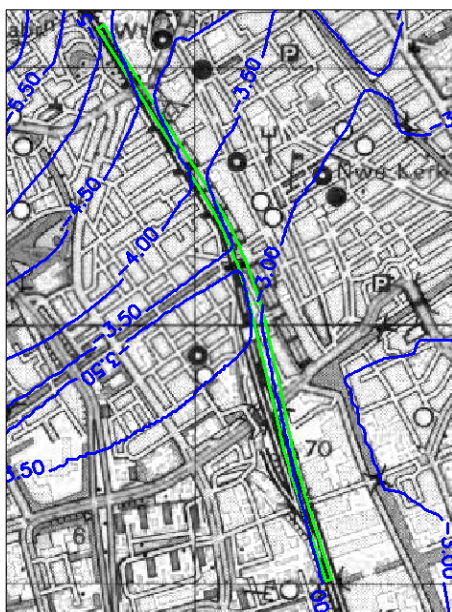


Fig. 4.5.1 stijghoogte tussenzandlaag

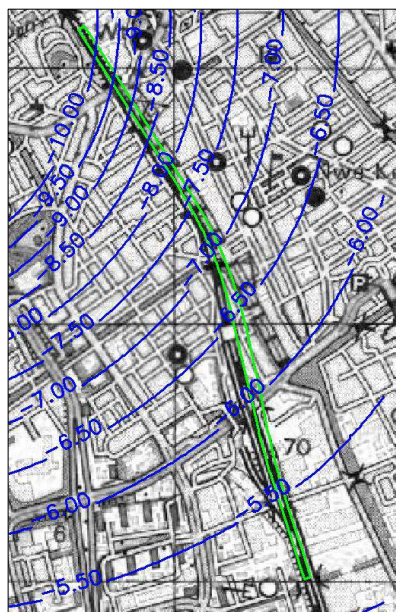


Fig. 4.5.2 stijghoogte eerste watervoerende pakket

Bouwfase

In de bouwfase wordt gerekend met een hoge stijghoogte en met onttrekking van DSM. Wanneer de onttrekking van DSM tijdens de bouwfase stopt zal bij kritische toestand het werk stilgelegd moeten worden. Dit zal noodzakelijk zijn in verband met het gevaar voor opbarsten van de bouwputbodem. Door het toepassen van de hoge stijghoogte wordt er gerekend met een maximale waterdruk en kunnen de berekende verplaatsingen gezien worden als een veilige en conservatieve benadering.

Het verloop van deze hoge stijghoogte in de bouwfase is weergegeven in figuur 4.5.3.

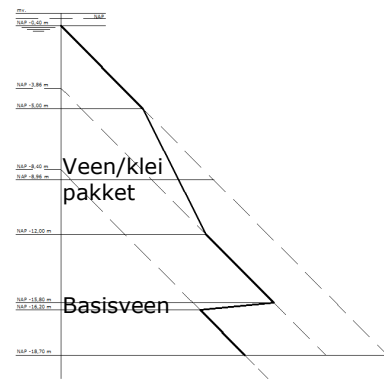
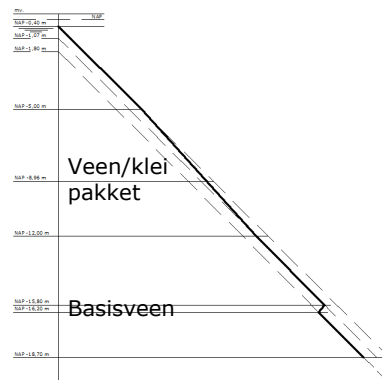
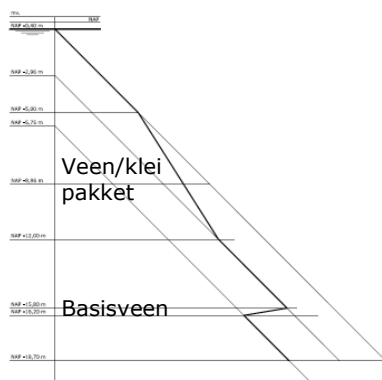


Fig. 4.5.3 hoge stijghoogte met DSM Fig. 4.5.4 hoge stijghoogte zonder DSM Fig. 4.5.5 lage stijghoogte met DSM

	Hoge met DSM	Hoge zonder DSM	Lage met DSM
Freatische	NAP -0,40m	NAP -0,40m	NAP -0,40m
Tussenzandlaag	NAP -2,96m	NAP -1,07	NAP -3,86m
1 ^{ste} watervoerende pakket	NAP -5,75m	NAP -1,80	NAP -8,40m

Tabel 4.5.1 Stijghoogten

Eindfase

Voor de eindfase wordt er rekening gehouden met een hoge en een lage waarde van de stijghoogten.

De hoge waarde wordt afgeleid van de eis dat de tunnelconstructie in de eindfase moet voldoen bij stopzetting van DSM. De stijghoogte van het pleistoceen en de tussenzandlaag keert dan terug naar de natuurlijke (historische) waarden. Voor de berekening wordt de hoge waarde van de stijghoogte, zonder onttrekking van DSM, aangehouden. De waterdruk vanuit de tussenzandlaag wordt aangehouden op de onderkant van de tunnelvloer. (fig. 4.5.4) Dit leidt tot een conservatieve benadering bij berekening van de constructie.

De lage waarde wordt bepaald bij rekenwaarde van de maximale onttrekking van DSM. Voor de berekening wordt de lage waarden aangehouden met de waterdruk vanuit het eerste watervoerende pakket tegen de onderkant van de tunnelvloer. (fig. 4.5.5)

4.6 Materiaaleigenschappen

De materiaaleigenschappen en rekenwaarden van beton en betonstaal volgen uit de voorschriften. Het materiaal beton is toegepast vanwege de vereiste 100-jarige levensduur van de constructie.

Betonkwaliteiten

Voor het constructief beton worden de volgende sterkteklassen aangehouden:

Diepwanden	C20/25 (B25)
In het werk gestort dak, vloer en tussenwanden	C28/35 (B35)

Tabel 4.6.1 bepaling sterkteklassen van beton

De rekenwaarde van de elasticiteitsmodulus is afhankelijk van:

- de betonsterkte
- de hoeveelheid wapening
- het moment en de normaalkracht

Voor ongescheurd beton geldt een E-modulus van 28500 N/mm^2 voor de diepwanden. De E-modulus van gescheurd beton is bepaald uit het MNK-diagram en nader uitgewerkt in bijlage D.6. Voor de diepwanden, het dak en de vloer is een conservatieve waarde aangehouden van 8000 N/mm^2 .

Milieuklasse

Voor de onderdelen die met grond (en grondwater) in aanraking komen wordt ervan uitgegaan dat het water vermengd is met zuren uit het veenpakket. Conform de OVS00030, bijlage 6, deel 2, art. 5.1.1.1 (afwijkend van NEN 6720) worden voor de diverse constructieonderdelen de milieuklassen volgens figuur 4.6.1 en tabel 4.6.2 aangehouden.

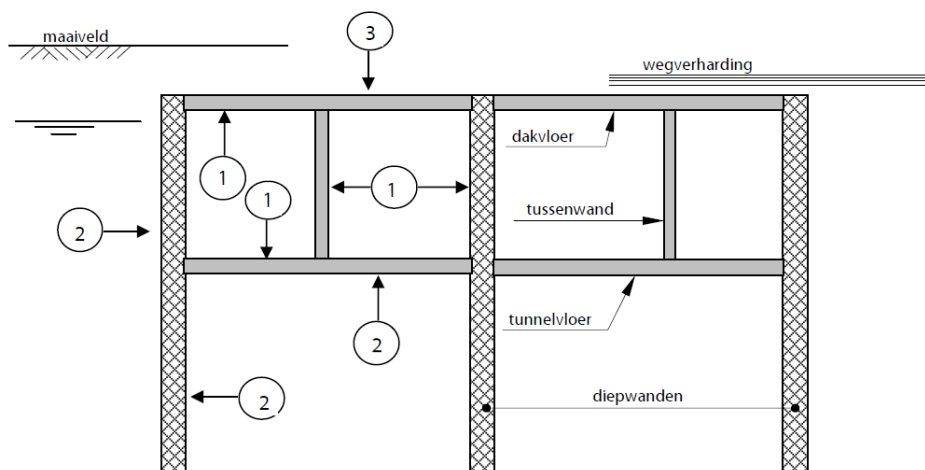


Fig. 4.6.1 bepaling milieuklassen

	diepwand	dek	vloer	tussenwand
Betonsterkteklasse	C20/25 (B25)	C28/35 (B25)	C28/35 (B25)	C28/35 (B35)
1 milieuklasse binnen	XC3, XD1	XC3, XD1	XC3, XD1	XC3, XD1
2 milieuklasse buiten	XA1, XS2		XA1, XS2	
3 milieuklasse boven		XC4, XD3	XC3, XD1, XA1	

Tabel 4.6.2 bepaling milieuklassen

De gebruikte afkortingen in tabel 4.6.2 staan voor het volgende:

XC4, XF4 en XD3, vochtig in combinatie met dooizouten

XS1, vochtig in combinatie met zeewater

XA1, zwak agressief

Volgend uit de milieuklasse indeling wordt een scheurwijdte gedicteerd vanuit de NEN 6720 tabel 2. Deze geeft een toelaatbare scheurwijdte van 0,2mm zonder voorspanstaal, met voorspanstaal is de scheurwijdte eis 0,1mm.

Volgend uit de milieuklasse en de geëiste duurzaamheid van de beton wordt er een minimale betondekking aangehouden zoals weergegeven in onderstaande tabel 4.6.3.

	diepwand	Dak / vloer / tussenwand
Aangehouden dekking buiten	100 mm	50 mm
Aangehouden dekking binnen	100 mm	50 mm

Tabel 4.6.3 Betondekking

Staalkwaliteiten

Voor het wapeningsstaal worden de volgende staalkwaliteiten aangehouden, volgens NEN6720 art. 6.2:

betonstaal (staven)	FeB500 HWL
betonstaal (gepuntlaste wapeningsnetten)	FeB500 HKN
voorspanstaal (strengen)	FeP1860
Constructiestaal	S235

Tabel 4.6.4 bepaling staalkwaliteit

4.7 Belastingen

Volgens de NEN 6702, NEN 6723 en de OVS00030 zijn de onderstaande belastingen van toepassing voor de beschouwde doorsnede.

De permanente belastingen op de constructie bestaan uit:

- eigen gewicht
- grondbelasting
- grondwaterbelasting
- belasting door spoor en ballast
- voorspanbelasting
- Krimp en kruip belasting

De variabele belastingen op de constructie bestaan uit:

- Maaiveldbelasting
- Belasting door wegverkeer
- Belasting door tramverkeer
- Belasting door treinverkeer
- Parkeergarage belasting
- Temperatuur belasting
- Belasting door luchtdruk variaties

Bijzondere belastingen

- Belasting door explosie
- Belasting door aanrijding
- Belasting door kantelen van de trein
- Belasting door vollopen van de tunnel

Deze belastingen zijn verder uitgewerkt in bijlage D.2.7.1.

Belastingcombinaties

De belastingscombinaties zijn te onderscheiden in 2 categorieën. Namelijk in de uiterste grenstoestand(UGT), in deze categorie zal de sterkte van de constructie bepaald worden. Dit geldt ook voor de bijzondere belastingen.

In de bruikbaarheids grenstoestand(BGT) zal voornamelijk getoetst worden op de optredende vervormingen en de duurzaamheid(scheurwijdte).

De ontwerpberekening wordt gedaan in de bruikbaarheids grenstoestand(BGT), omdat er gelet wordt op vervormingen waarbij verwacht wordt dat de duurzaamheids(scheurwijdte) bepalend zal zijn.

De te bepalen belastingcombinaties met bijhorende partiële en momentaan factoren is uitgewerkt in bijlage: D.2.7.2.

Belastingfactoren

De aan te houden partiële belastingfactoren zijn bepaald volgens NEN 6702 en OVS00030 bijlage 6 hst 1 art 6.2. Om dat er gerekend moet worden met een afwijkende referentieperiode worden de belastingfactoren gecorrigeerd met een correctiefactor. De gecorrigeerde belastingfactoren zijn weergegeven in bijlage: D.2.7.3.

Voor het bepalen van de bezwijkbelasting van de diepwand worden de weergegeven belastingfactoren ondersteund door de CUR 166.

Voor de variabele belastingen wordt de momentaan factor bepaald welke toe gepast worden bij de benoemde belastingscombinaties.

4.8 Bouwfasering

De fasering van het gehele bouwproces heeft invloed op krachtswerking in de constructie en de daarbij optredende vervormingen. Om momenten en vervormingen in de constructie te bepalen is de bouwfasering dan ook een belangrijk gegeven.

De bouw van de tunnel met parkeergarage wordt in 2 gedeelten uitgevoerd. In fase 1 zal de oostelijke tunnelbuis gerealiseerd en in bedrijf worden gesteld. Vervolgens zal de westelijke tunnelbuis en de parkeergarage gerealiseerd worden in fase 2, na sloop van het bestaande spoorviaduct. Het zijn dus 2 duidelijk te onderscheiden gedeelten.

Het onderzoek zal uitgevoerd worden voor fase 1 zoals deze is weergegeven in fig. 4.8.1, een verdere uitwerking is toegevoegd in bijlage: D.2.8.

De in figuur 4.8.1 weergegeven bouwfasering is deze zoals aangehouden voor het basis ontwerp. Per variant zal er, waarnodig, een aanvulling gegeven worden.

Het ontgravingsniveau en de grondwaterstanden gelden voor de bouwput. Aan de buitenzijde van de diepwand zal geen grondwaterstandsverlagingen en ontgraving plaatsvinden.

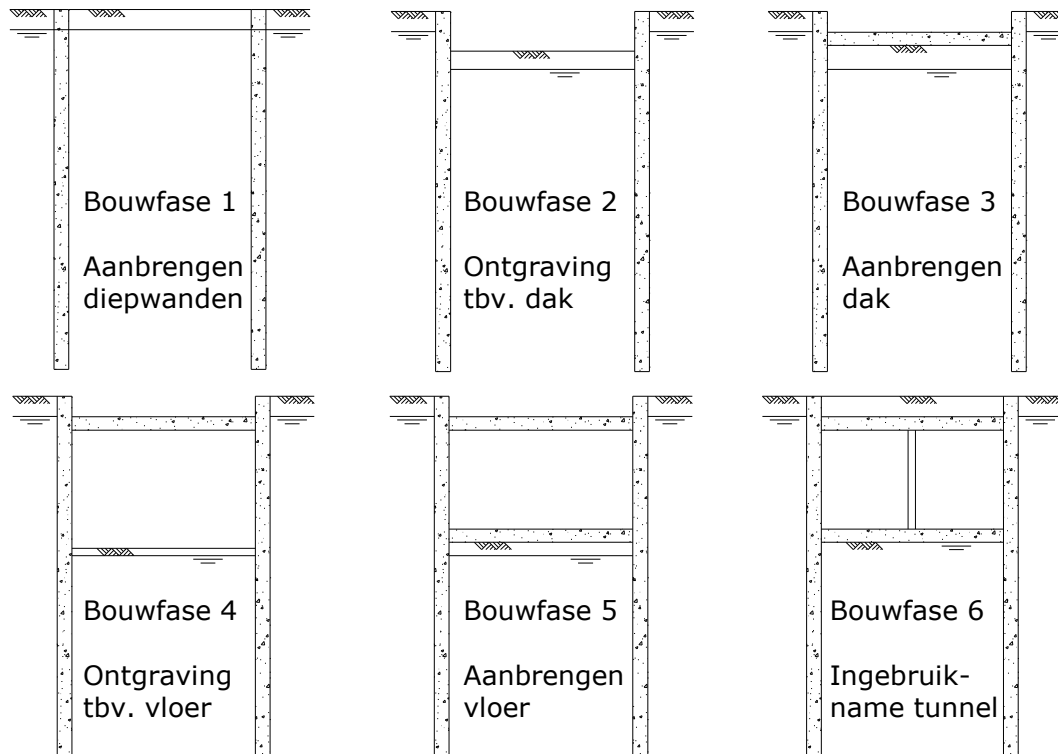


Fig. 4.8.1 Bouwfasering

Berekeningssoftware

Voor het doorrekenen van het ontwerp zijn verschillende rekenprogramma's gebruikt. Voor het bepalen van de krachtsverdeling en vervormingen van de diepwand, is gebruikte maakt van het programma van dhr. Wolsink: PC SheetPileWall.

Voor het bepalen van de belastingen op de tunnelconstructie is het raamwerkprogramma MatrixFrame gebruikt.

De temperatuurbelasting is bepaald in het raamwerkprogramma van dhr. Wolsink: Framework.

De "koppeling" van de diepwand met het raamwerkprogramma wordt beschreven in hst. 5.1.2.

De relatie tussen de vervormingen van de diepwand en de zettingen van de belastingen wordt bepaald met het eindige elementen programma Plaxis.

5. Ontwerp varianten

Vanuit de gestelde doelstelling om de horizontale vervormingen van de diepwand te beperken tot maximaal 20mm, wordt het ontwerp van 3 varianten uitgewerkt.

1. Het basis ontwerp, betreft een gewone diepwand met de wanden-dak methode;
2. Het ontwerp met een voorgespannen diepwand;
3. Het ontwerp van een diepwand met een tussenstempel.

5.1 Basis ontwerp diepwand

Het basis ontwerp diepwand, zonder aanvullende maatregelen, is gemaakt ter indicatie van de optredende krachtsverdeling en vervormingen van de diepwand. Vanuit de resultaten is er onderzoek gedaan naar de mogelijkheden om de vervormingen te beperken. Vervolgens zijn deze uitkomsten gebruikt bij de andere 2 ontwerp varianten.

5.1.1 Uitgangspunten basis diepwand

De basis uitgangspunten zijn bepaald in hoofdstuk 4. Aanvullend komen daarbij nog enkele specifieke uitgangspunten. De belangrijkste zullen kort worden weergegeven, verdere uitwerking is gedaan in bijlage E.1

- Diepwand heeft een dikte van 1000 mm
- Diepwandpaneel heeft een breedte van 3,8 m (berekening gebeurd per m)
- Diepwand heeft een diepte tot NAP -23,5m, bepaald vanuit evenwichtsberekening (bijlage E.1.1)
- Elasticiteitsmodulus van de diepwand, uitgaande van een gescheurde doorsnede, is 8000 N/mm^2
- Betonsterkteklasse van C20/25 (B25)

5.1.2 Schematisering van de tunnelconstructie

De schematisatie van de tunnelconstructie wordt opgesplitst in 2 delen. De diepwand wordt geschematiseerd in een damwandprogramma en het dak en de vloer worden geschematiseerd in een raamwerkprogramma. Hierbij wordt voor fase 1 aangenomen dat het een symmetrische constructie betreft met symmetrische belastingen. Door middel van de gaapvergelijkingen worden van beide schematisaties de hoekverdraaiingen en de knoopverplaatsingen gelijkgesteld.

Hiervoor wordt in het raamwerkprogramma de eigenschappen van de diepwand gekoppeld door middel van een rotatieveer.

In het damwandenprogramma wordt de invloed van het dak en de vloer in rekening gebracht door middel van een translatieveer. Omdat het aanbrengen van een rotatieveer niet mogelijk is in dit programma, wordt de rotatieveerstijfheid van dak en vloer aangebracht door middel van een moment. Dit moment wordt bepaald door de rotatie en de rotatieveerstijfheid.

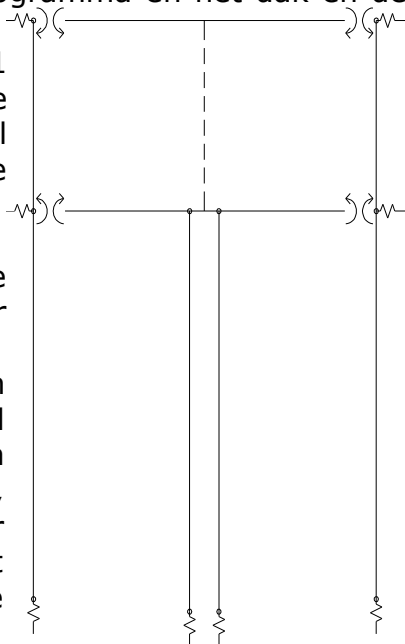


Fig. 5.1.1 Schematisatie in bouwphase

De zakking van de funderingselementen (diepwand en palen) worden geschematiseerd door translatieveren. De rekenwaarden voor deze translatieveren zijn bepaald in een geotechnische analyse.

Met behulp van het raamwerkmodel worden de bijkomende momenten en normaalkrachten bepaald voor de permanente en variabele belasting. De maximale/minimale momenten worden overgenomen in de diepwand berekening. Op deze manier wordt voor elke bouwfase en de eindfase de krachtsverdeling inzichtelijk gemaakt. Op basis hiervan wordt de wapening bepaald en getoetst aan de voorschriften.

Uitwendige belasting in de eindfase

Voor de eindfase wordt de totale constructie berekend met behulp van het raamwerkprogramma. Hierbij wordt de tunnel geschematiseerd zoals aangegeven in figuur 5.2.2. Vervolgens wordt de resulterende, neutrale grond- en waterdruk aangebracht. De toename van de gronddruk (neutraal – actief) en de waterdruk loopt door tot aan de onderzijde van de tunnelvloer.

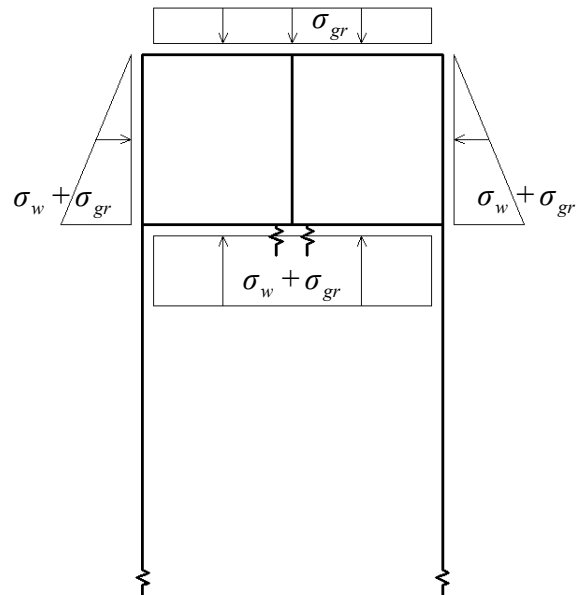


Fig. 5.1.2 Schematisatie van eindfase

Deze werkwijze geldt in principe ook voor fase II, er is dan geen sprake meer van een symmetrische constructie. Een verdere toelichting hierop zal plaatsvinden in hoofdstuk 5.2.9 Bouw tunnelbuizen west en parkeergarage.

De eindzetting van de gebouwen wordt bepaald uit de onderstaande fasen:

- Zettingen als gevolg van het aanbrengen van de diepwand. Deze worden in een EEM-berekening door de diepwand aannemer bepaald;
- Zettingen uit fase 1. Deze worden in dit onderzoek bepaald;
- Zettingen uit fase 2. In hst. 5.2.9 wordt een beschouwing gegeven van de zettingen en de krachtsverdeling van fase 2 op fase 1.

5.1.3 Resultaten basis diepwand

Bij de resultaten van het basis diepwand ontwerp wordt gelet op de optredende momenten en verplaatsingen van de diepwand. Hierbij wordt gelet op 3 locaties, namelijk:

- Ter plaatse van het dak
- Ter plaatse van de vloer
- De maximale waarde

Samenvatten vanuit hoofdstuk 4.8 de bouwfasering welke gebruikt is voor de diepwand berekening.

- Bouwfase 2: Ontgraving voor aanbrengen dak
- Bouwfase 3: Aanbrengen dak
- Bouwfase 4: Ontgraving voor aanbrengen vloer
- Bouwfase 5: Aanbrengen vloer
- Bouwfase 6: Ingebruikname tunnel, fase 1.

Voor elk van deze bouwfasen zijn in figuur 5.1.3. de berekende horizontale verplaatsingen samengevat en in figuur 5.1.4 de bijbehorende momenten in de diepwanden.

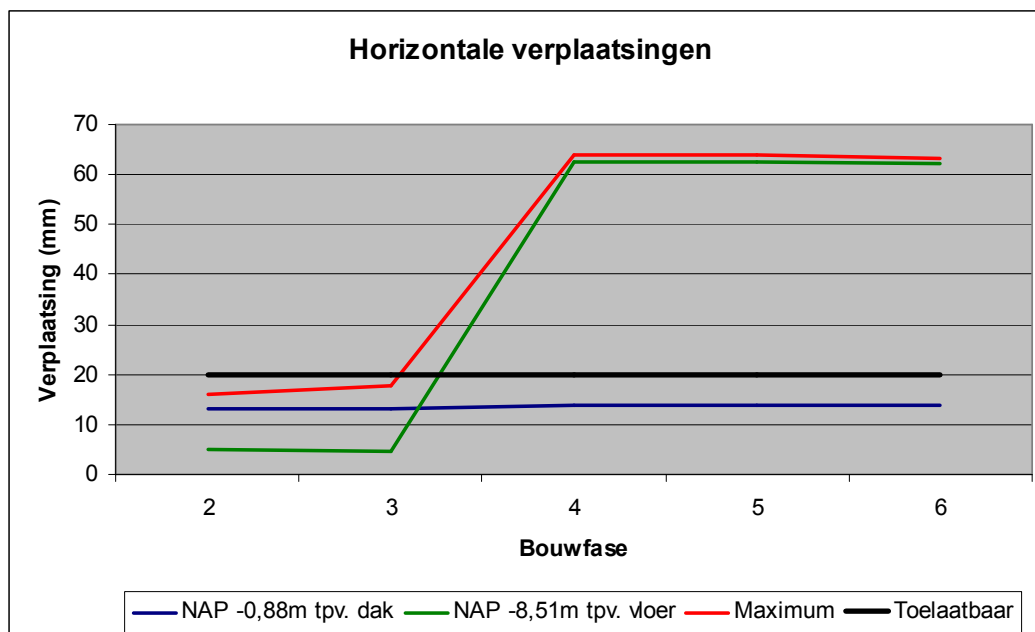


Fig. 5.1.3 Horizontale verplaatsingen van de basis diepwand

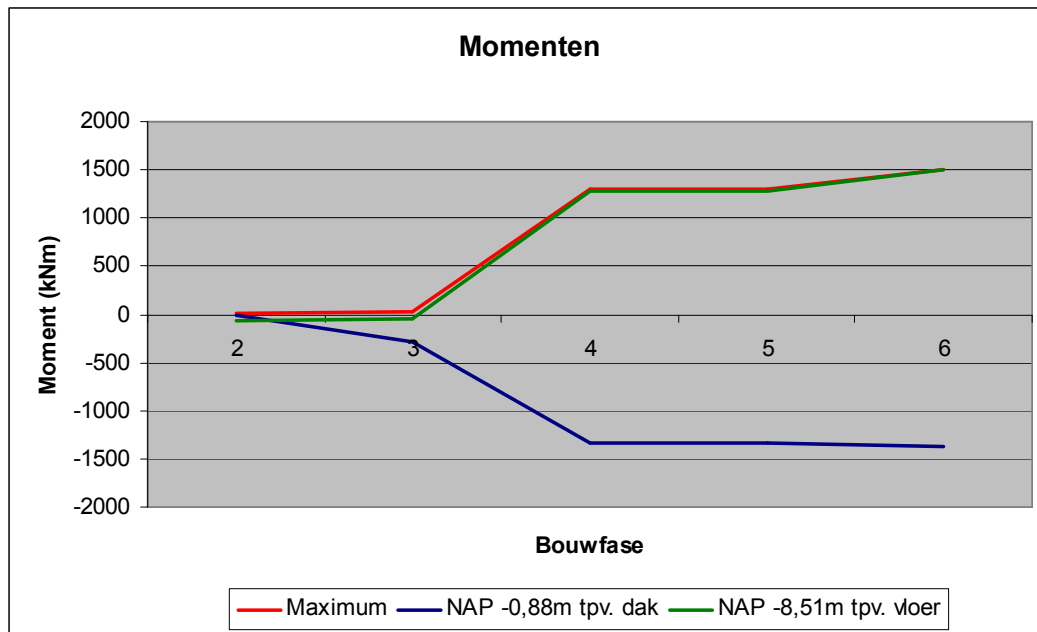


Fig. 5.1.4 Optredende momenten in de basis diepwand

Voor bouwfase 6, de eindfase van fase 1, worden de momenten weergegeven in fig. 5.1.5 en de horizontale verplaatsingen in 5.1.6.

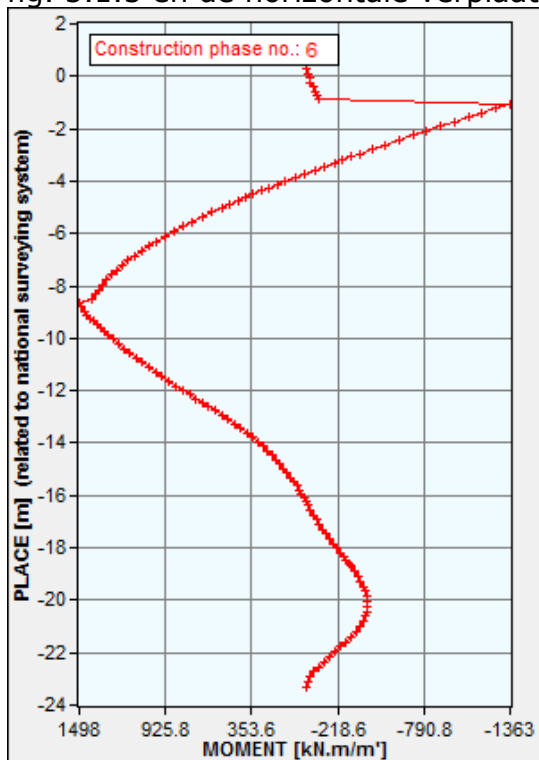


Fig.5.1.5 Momenten in bouwphase 6

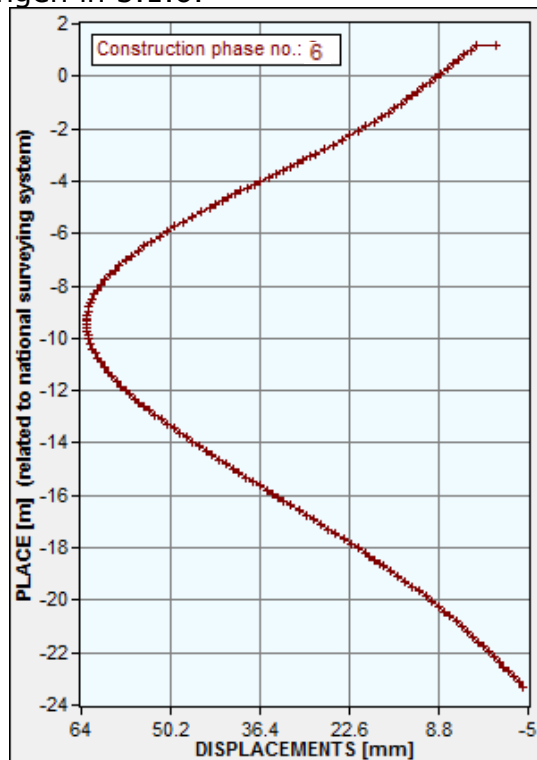


Fig.5.1.6 Horizontale verplaatsingen in bouwphase 6

5.1.4 Analyse resultaten

De resultaten vanuit 5.1.3 worden geanalyseerd. Hierbij wordt gelet op de momenten en verplaatsingen van de diepwand. Vervolgens zal geanalyseerd worden welke maatregelen mogelijk zijn om aan de vervormingseis te voldoen.

Horizontale verplaatsingen

De optredende verplaatsingen ter plaatse van het dak zijn relatief groot, ruim de helft van de toelaatbare vervorming. Na het aanbrengen van het dak wordt deze verplaatsing gefixeerd, waardoor de verplaatsingen weinig variëren. Dit heeft zowel een positieve als negatieve kant. Positief is het dat de verplaatsingen niet meer toenemen. Negatief is het dat deze door de fixatie ook niet meer kunnen afnemen. Hierdoor hebben deze verplaatsingen een blijvend effect op de volgende bouwfasen.

De optredende verplaatsing ter plaatse van de vloer nemen toe ten gevolge van de ontgraving onder het dak tot 62,5mm. Hierbij wordt de toelaatbare verplaatsing dus ruim overschreden.

De maximale verplaatsing is nog groter en loopt op tot 64mm, welke dus 3 keer de toelaatbare verplaatsing is.

Momenten

In de eerste drie bouwfasen wordt het scheurmoment van de diepwand niet overschreden. Het moment kan nog op genomen worden door de betonnen diepwand zonder dat er een gescheurde doorsnede ontstaat. Vanaf bouwfase 4, die diepe ontgraving, wordt het scheurmoment echter overschreden, hier is het dus noodzakelijk om wapening toe te passen om de momenten te kunnen opnemen.

De stijfheid van de diepwand is afhankelijk van het optredende moment en het toelaatbare scheurmoment. Wanneer het optredende moment het scheurmoment overschrijdt, ontstaat er een gescheurde doorsneden waardoor de stijfheid van de diepwand met ruim 70% afneemt. In de berekening is uitgegaan van een gescheurde doorsnede, deze blijkt echter pas in bouwfase 4 op te treden. Dit betekent dat de stijfheid van de diepwand in de eerste drie bouwfasen, groter is dan aangenomen.

Maatregelen

Uit de berekening volgt dat niet aan de vervormingseis van 20mm wordt voldaan. Om te voldoen aan deze eis zijn er een aantal maatregelen te noemen:

- Toepassen tijdelijke bovenstempel boven het tunneldak;
- Toepassen tijdelijke tussenstempel onder het tunneldak;
- Stijver maken van de diepwand.

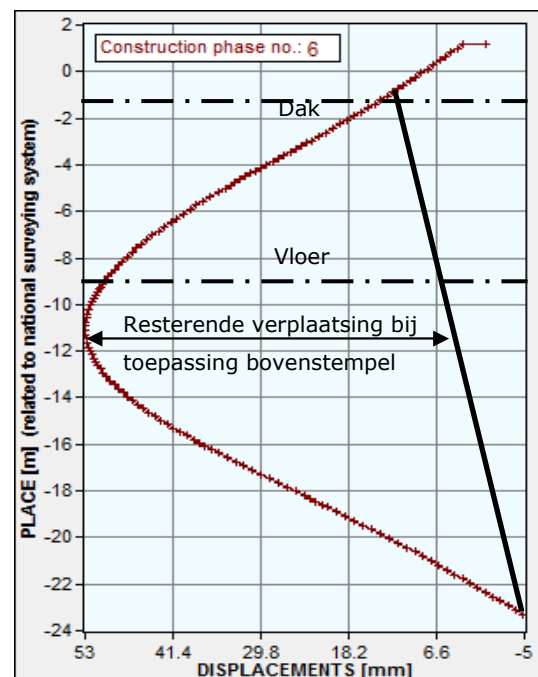


Fig.5.1.7 Reductie door bovenstempel

Uit onderzoek naar de benodigde stijfheid om aan de vervormingseis te voldoen blijkt een E-modulus benodigd te zijn van 61000 N/mm^2 (bijlage E.1.4).

Deze stijfheid kan verkregen worden door het toepassen van een hogere beton sterkteklasse, of een dikkere diepwand, of voorspanning of een combinatie van deze mogelijkheden.

Uitgaande van de aangehouden E-modulus van 8000 N/mm^2 is een wanddikte van 1,97m benodigde. Dit is ook te realiseren door T-vormige panelen. Afgezien van de praktische uitvoeringsaspecten is er in het dwarsprofiel geen ruimte voor deze extra breedte. Waardoor de maximale wanddikte gehandhaafd wordt op 1,0m.

5.1.5 Conclusies basis diepwand

Conclusies met betrekking tot het basis ontwerp:

- De optredende horizontale verplaatsingen overschrijden ruimschoots de toelaatbare verplaatsing
- Theoretisch blijken er maatregelen te zijn om aan de gestelde vervormingseis te voldoen
- Alleen het toepassen van een bovenstempel is niet voldoende om aan de vervormingseis te voldoen. Het beperkt wel effectief de top verplaatsing van de diepwand.

5.2 Diepwand ontwerp met voorspanning

Vanuit de weergegeven maatregelen is hst. 5.1.4 wordt in dit gedeelte onderzoek gedaan naar een ontwerp met voorspanning. Het ontwerp is uitgewerkt in bijlage E.2. In dit hoofdstuk worden de resultaten beschreven en nader toegelicht. Na het vastleggen van de uitgangspunten is een voorlopig ontwerp gemaakt van waaruit verder onderzoek gedaan wordt naar verschillende effecten van voorspanning in diepwanden. Waarna een analyse wordt gedaan van de tussenresultaten. Vervolgens wordt de detaillering verder uitgewerkt. Vanuit de nieuwe en aangepaste uitgangspunten als gevolg van de onderzoeken wordt gekomen tot een definitief ontwerp.

5.2.1 Uitgangspunten

De basis uitgangspunten zijn bepaald in hoofdstuk 4 en 5.1.1. Aanvullend komen daarbij nog enkele specifieke uitgangspunten met betrekking tot voorgespannen diepwanden. De aanvullende uitgangspunten ten opzichte van het basis ontwerp zullen kort worden weergegeven.

- Voorspanstrengen FeP 1860, $A=150\text{mm}^2$
- Kabels met aan de bovenzijde spanankers en blinde verankering aan de onderzijde
- Zowel de oost- als de middenwand wordt voorgespannen
- Elasticiteitsmodulus van 28500 N/mm^2 uitgaande van een ongescheurde doorsnede

5.2.2 Schematisering en bepaling voorspanning in diepwand

De schematisatie van tunnelconstructie vindt op dezelfde manier plaats als bij het basis diepwand ontwerp, zoals weergegeven in hoofdstuk 5.1.2 en bijlage E.1.2.

De voorspanning wordt geschematiseerd door een q -belasting, welke ontstaat als gevolg van de krommingsdruk door de excentriciteit van de voorspanning. Aan het begin en het eind van de kromming wordt een horizontale puntlast gedefinieerd welke de reactiekracht is van de krommingsdruk. Zie de weergave in figuur 5.2.1

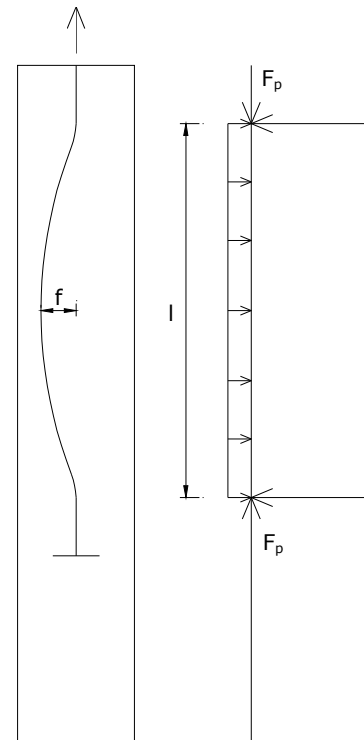


Fig. 5.2.1 Schematisatie voorspanning in diepwand

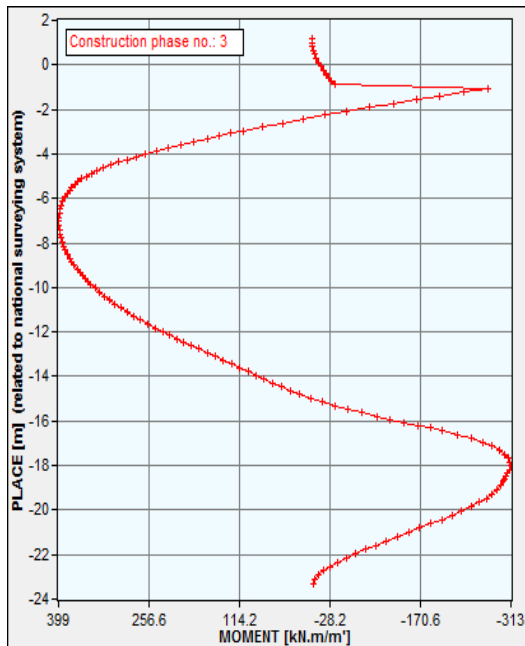


Fig. 5.2.3 Momenten voor aanbrengen voorspanning

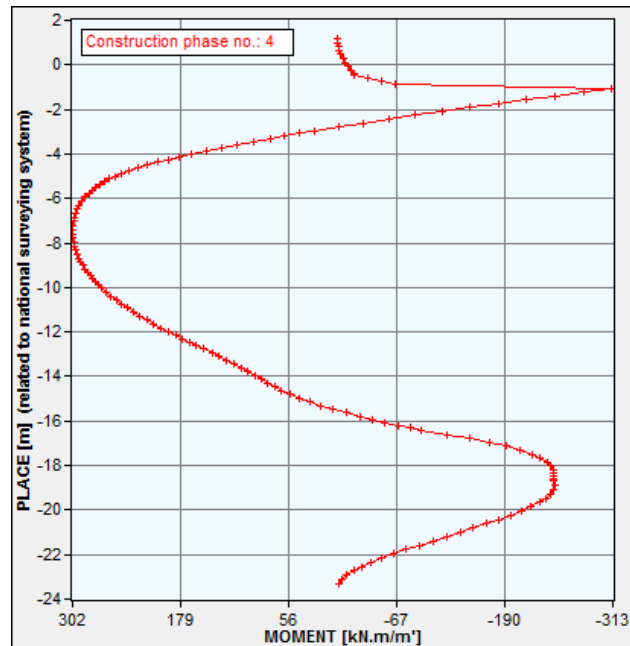


Fig. 5.2.4 Momenten na aanbrengen voorspanning

Als gevolg van de excentriciteit van de voorspanning in de diepwand ontstaat er een moment van $0,3 \cdot 1067 = 320 \text{ kNm}$.

De effectiviteit van de voorspanning bedraagt: $\alpha = \frac{97}{320} = 0.303$

α is hier een verhoudingsgetal tussen het verwachte reducerende moment als gevolg van de excentrische voorspanning en het optredende reducerende moment. Dit verhoudingsgetal ontstaat door de veerwerking van de grond tegen de diepwand. Hierdoor kan de diepwand niet vrij vervormen waardoor het effect van de excentrische voorspanning beperkt wordt. Door middel van dit verhoudingsgetal wordt de benodigde voorspanning bepaald in de diepwand.

Ontgraving tot NAP-9,36m met fictieve voorspanning

Reductie van het moment door fictieve exc. voorspanning

Totaal moment

$M_{\max} = 1741 \text{ kNm}$

$M_p = 97 \text{ kNm}$

$M_{gr} \sim 1840 \text{ kNm}$

De voorspanning die nodig is om onder de buigtrekspanning te komen volgt uit:

$$\sigma_{toel.} = -\frac{F_p}{A} + \frac{M_{gr} - M_p \cdot \frac{F_p}{1067}}{W} = f_{bm}$$

$$F_p = 5600 \text{ kN}$$

Het verwachte reducerende moment is $5600 \cdot 0,3 = -1680 \text{ kNm}$. Het effectieve optredende moment ten gevolg van F_p wordt: $\alpha \cdot F_p = -510 \text{ kNm}$.

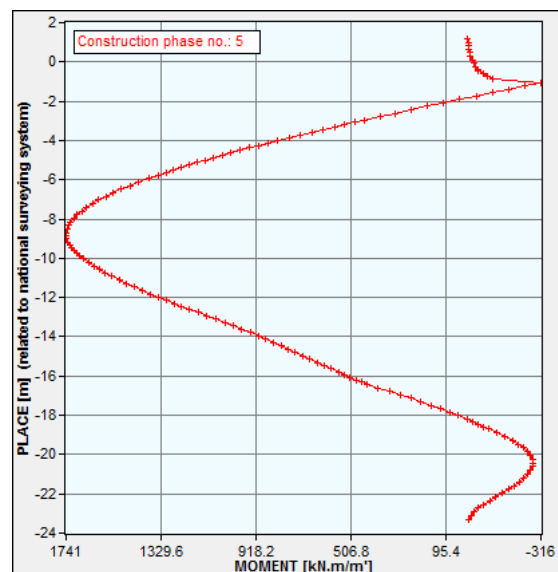


Fig. 5.2.5 Maximale moment na volledige ontgraving met fictieve voorspanning

Het moment ten gevolge van F_p kan zonder scheurvorming door de wand worden opgenomen. Het is dus mogelijk de voorspanning aan te brengen voordat wordt ontgraven onder het dak

Voorlopig is er van uitgegaan dat bij een ontgraving van NAP -5,0m de voorspankracht wordt aangebracht. Dit geeft voldoende ruimte in de uitvoeringsplanning en hierdoor komt het aanbrengen van de voorspanning niet op het kritieke pad.

Bouwfasering

De bouwfasering wordt aangepast om de voorspanning te kunnen aanbrengen. Na bouwphase 3, aanbrengen dak, wordt een eerste ontgraving onder het dak gedaan, bouwphase 3a. In bouwphase 3b wordt dan de voorspanning aangebracht. De ontgraving voor het aanbrengen van het dak wordt in bouwphase 4 gedaan. (zie fig. 5.2.6)

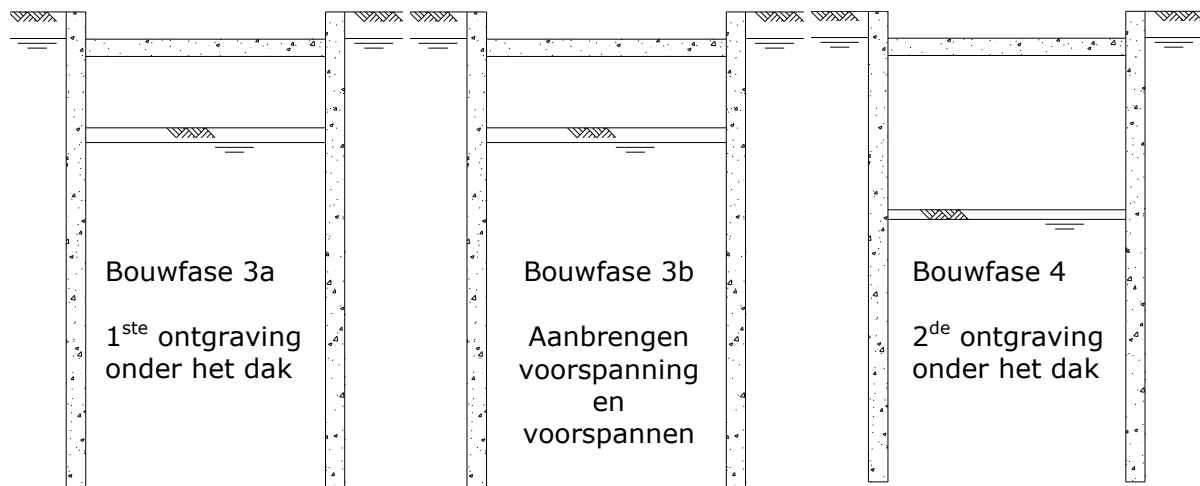


Fig. 5.2.6 Aangepast bouwfasering voor aanbrengen voorspanning

Hieruit komen de volgende uitgangspunten:

- Voorspankracht van 5600 kN/m^1
- Lengte voorspankabel is 16m, welke gelijk is aan de krommingslengte
- Maximale excentrische voorspanning, met excentriciteit van 0,3m
- Voorspanning wordt aangebracht na eerste ontgraving onder het dak

Uitgangspunten onderzoek

Het onderzoek van de diepwand is gericht op het beperken van de vervormingen van de diepwand. Hierbij zijn 2 parameters van belang. De optredende verplaatsing moet kleiner zijn dan de toelaatbare verplaatsing. Verder moet getoetst worden of de aangenomen stijfheid ook terecht is. Om de aanname te rechtvaardigen zal het optredende moment kleiner moeten zijn dan het toelaatbare scheurmoment van de voorgespannen diepwand.

Vanuit deze uitgangspunten wordt het onderzoek gestuurd op 3 parameters.

- De maximaal optredende verplaatsing moet kleiner zijn dan de toelaatbare verplaatsing;
- Het maximaal optredende moment (Mm) moet kleiner zijn dan het toelaatbaar scheurmoment van een voorgespannen diepwand;
- Het maximaal optredende moment (Me) in de diepwand waar geen voorspanning zit, moet kleiner zijn dan het toelaatbare scheurmoment van een diepwand zonder voorspanning

Resultaten voorlopig ontwerp

Vanuit de gestelde uitgangspunten is een voorlopig ontwerp gemaakt waaruit de resultaten volgen zoals weergegeven in tabel 5.2.1

Bouw fase	NAP -0,88m tpv. dak		NAP -8,51m tpv. vloer		NAP -16,43	Diepwand	
	Verplaatsing Δh (mm)	Moment (kNm)	Verplaatsing Δh (mm)	Moment (kNm)	Moment (kNm)	Verplaatsing Δh (mm)	Moment (kNm)
						Max.	Max.
2 / 3	10,7	-11	5,2	-81	-131	12,4	-150
3a	10,9	-397	10,5	315	-184	11,2	-397
3b	11,0	-292	6,9	-40	381	12,3	-522
4 / 5	11,2	-438	17,6	757	825	19,2	-674
6	11,1	-492	18,0	-33	1180	21,2	1263

Tabel 5.2.1 Resultaten voorlopig ontwerp

Wanneer dit voorlopige ontwerp getoetst wordt aan de gestelde grenswaarden, worden deze in bouwphase 5 en 6 overschreden.

In bouwphase 5 en 6 is het scheurmoment aan het einde van de voorspankabel overschreden. In bouwphase 6 wordt de vervormingseis overschreden.

Vanuit de gestelde uitgangspunten zullen verschillende onderzoeken plaats vinden om aan de gestelde grenswaarden te voldoen en het effect van verschillende parameters te bepalen.

5.2.3 Effecten lengte voorspanning

De invloed van de lengte van de voorspankabel op de momenten en de vervormingen is onderzocht. Uit het onderzoek worden een aantal conclusies getrokken.

Het maximale moment (Mm) en het moment aan het einde van de voorspankabel (Me) dient te worden begrensd door het scheurmoment (Mr).

Tpv. het maximale moment geldt: $\frac{Mm}{W} - \frac{Fp}{A} + \frac{\alpha * Fp * f}{W} \leq \sigma_{cv}$

Tpv. het eind van de voorspankabel geldt: $\frac{Me}{W} - \frac{Fp}{A} \leq \sigma_{cv}$

De factor α is de mate van de verhinderde vervorming zoals beschreven is in 5.2.2, α = 0,303.

De 2 begrenzings van de momenten door de scheurmomenten zijn weergegevens in figuur 5.2.7.

Het moment M_e moet kleiner zijn dan het scheurmoment zonder voorspanning. Hiervoor is een kabellengte van 17,7m of meer nodig. Het moment M_m moet kleiner zijn dan het scheurmoment met voorspanning. Hiervoor is een kabellengte van minimaal 15,6m nodig.

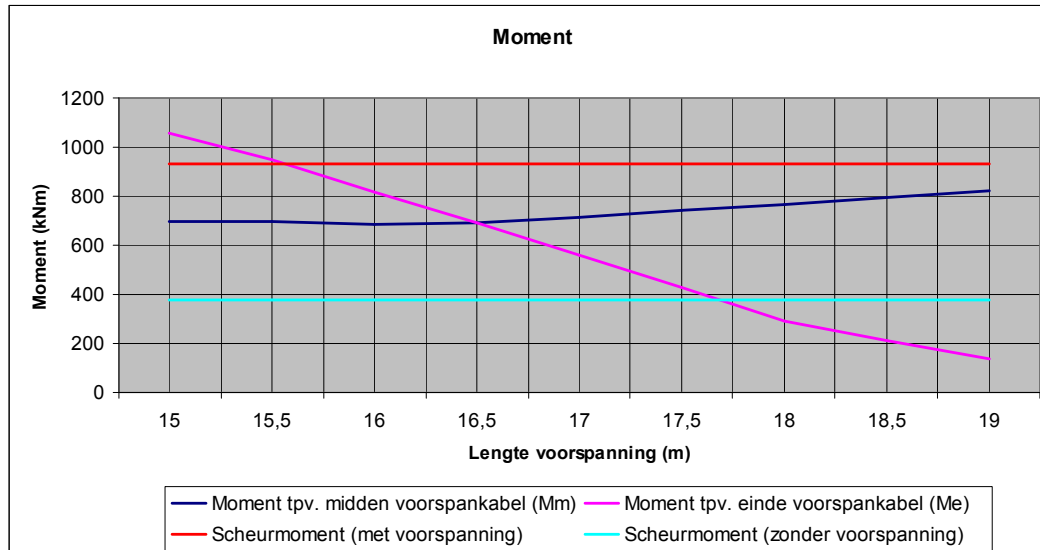


Fig. 5.2.7 Momentenverloop in relatie tot de lengte van de voorspankabel

De vervorming is weergegeven in figuur. 5.2.8. Een optimum van de voorspanlengte ligt bij een lengte van 18m. Dit is mogelijk te verklaren door de afnemende krommingsdruk. Als de lengte van de voorspankabel toeneemt, neemt de krommingsdruk af, waardoor de voorspanningskracht minder effectief wordt. Bij een lengte van 18 meter blijkt deze verhouding optimaal te zijn.

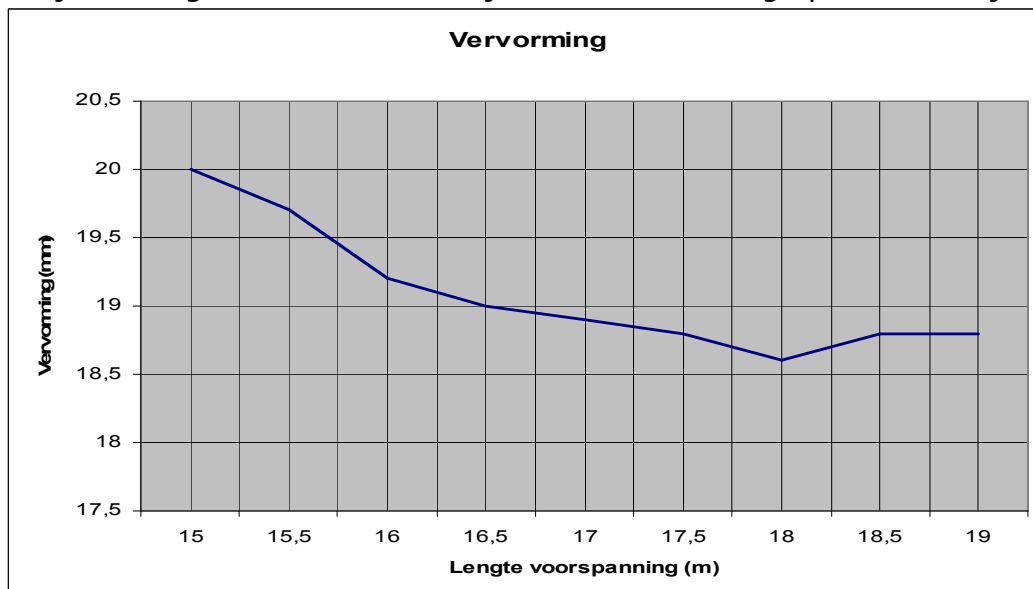


Fig. 5.2.8 Vervorming van de diepwand in relatie tot de lengte van de voorspankabel

Vanuit het onderzoek wordt gekozen voor een gemiddelde kabellengte van 18m. De kabels worden toegepast met een afwisselende lengte van 17,5 en 18,5 meter. Deze afwisselende lengte wordt toegepast om de aanvangkrachten van de

voorspanning te spreiden over de lengte van de diepwand. De krommingslengte van de voorspankabel is bij alle lengtes 17,5m.

De nieuwe uitgangspunten voor het onderzoek zijn:

- Gemiddelde lengte van de voorspankabel van 18m
- Krommingslengte van de voorspankabel van 17,5m

5.2.4 Effecten voorspankracht

In het volgende onderzoek zijn de effecten van de voorspankracht op de optredende momenten en vervormingen onderzocht.

Het maximale moment wordt begrensd door het scheurmoment met voorspanning. Hieruit volgt dat de minimale voorspankracht 5100 kN is.

Het moment aan het einde van de voorspankabel wordt begrensd door het scheurmoment zonder voorspanning. Om onder deze grens te blijven is de maximaal toe te passen voorspankracht 6000 kN, zie figuur 5.2.9.

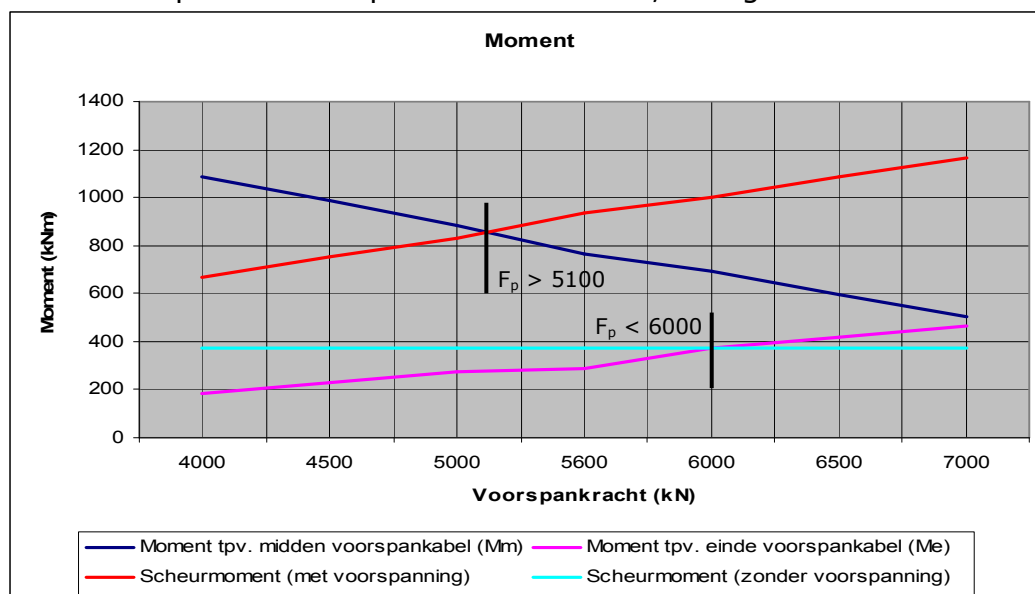


Fig. 5.2.9 Momentenverloop in relatie tot de voorspankracht

Aan de gestelde maximale vervormingseis van 20mm wordt voldaan bij een voorspankracht die groter is dan 5100 kN, zie figuur 5.2.10.

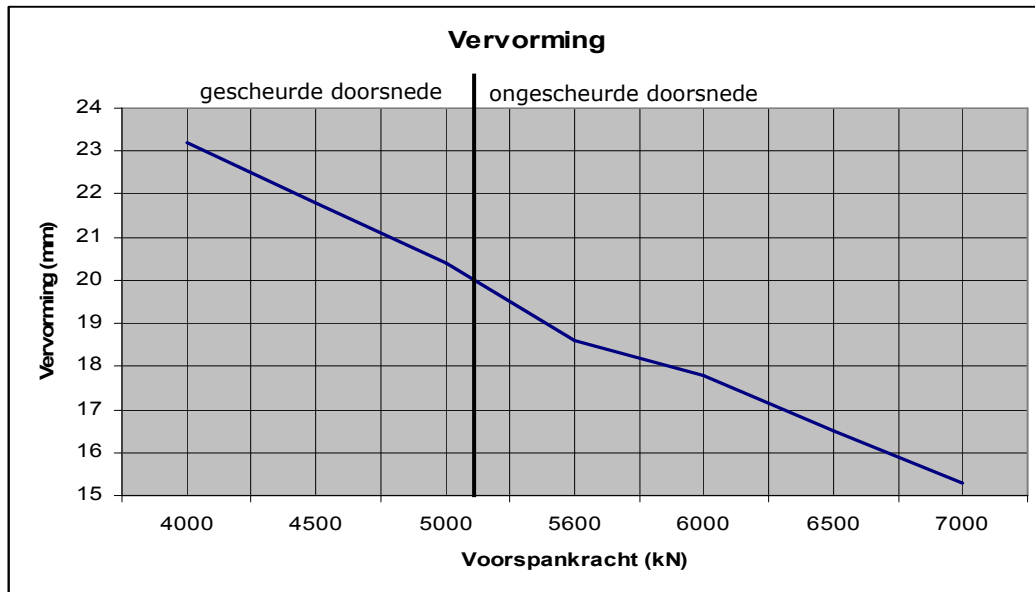


Fig. 5.2.10 Vervorming van de diepwand in relatie tot de voorspankracht

Bij een voorspanning van 6100 kN wordt de vervorming 17,8mm. Indien gewenst kan dus met 20% meer voorspanning de uitbuiging met 10% worden verminderd.

Vanuit het onderzoek blijkt dat de voorspankracht moet liggen tussen de 5100 kN/m en de 6000 kN/m. Om een economisch ontwerp te maken is gekozen voor de minimale toelaatbare voorspankracht van 5100 kN/m¹.

Aangepast uitgangspunt:

- Er wordt een voorspankracht toegepast van 5100 kN/m¹

5.2.5 Detaillering

Voor het ontwerp verder uitgewerkt is, is de voorspanning in de diepwand nader gedetailleerd. Voor een diepwand paneel van 3,8m wordt de voorspankracht verdeeld over 4 kabels met 31 strengen per kabel (bijlage E.2.6). Bij de detaillering wordt ingegaan op de onderverankering, de spankop en de omhullingsbuis met de voorspankabel. Een uitgebreidere weergave van verankering mogelijkheden is te zien in het Literatuuronderzoek in bijlage B.

Onderverankering

Aan de onderzijde van de voorspankabel vindt ook een verankering plaats, hiervoor gelden de volgende aandachtspunten:

- De beton moet bij het storten voldoende doorstromingsruimte hebben
- De voorspankabel moet voldoende verankerd zijn dat deze de voorspankracht kan overdragen op de beton
- De beton kwaliteit en sterkte moet voldoende zijn rond de verankering
- De onderverankering moet gefixeerd zijn op de goede locatie, centrisch, in de diepwand.

Vanuit de aandachtspunten zijn er verschillende mogelijkheden om deze onderverankering te detailleren. Dit is mogelijk door middel van de volgende verankeringen:

- Lusanker / Spreidanker / Pruikanker
- Ankerplaat
- Groutanker
- Voorspankabel in U-vorm aanbrengen

De eerste 3 zijn blinde verankeringen, hierbij eindigt de voorspankabel beneden. De voorspankabel in U-vorm aanbrengen betekend, dat de voorspankabel in een lus ligt, waarbij deze aan de bovenzijde begint en eindigt. Deze vorm heeft een groot voordeel bij het injecteren, hierbij is namelijk geen aparte injectieslag bij nodig. Met het benodigde aantal strengen per kabel is dit echter niet te realiseren omdat de buigstraal van de kabel dit niet toelaat.

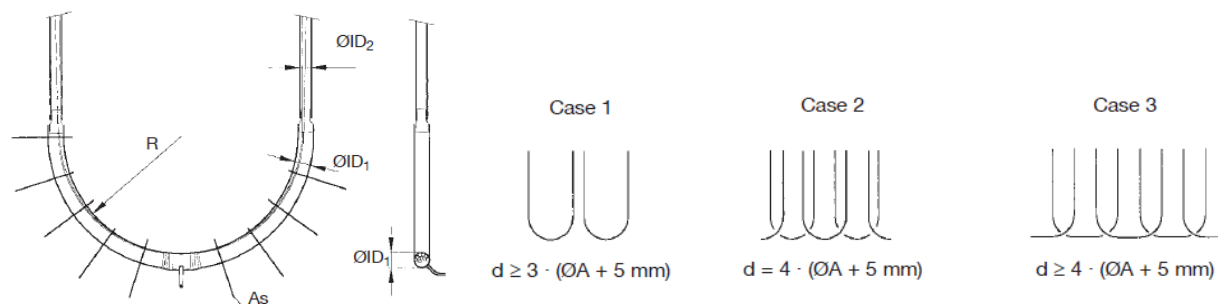


Fig. 5.2.11 Principe van een voorspankabel in U-vorm

De eerste blind verankeringen zijn vergelijkbaar met elkaar, het is hierbij hoofdzakelijk de detaillering van de streng uiteinden welke verschillen. Door de spreiding van de strengen in de diepwand ontstaat er een goed verdeelde krachtoverdracht in de diepwand. De spreiding van de strengen geeft echter ook een heel netwerk van strengen, wat niet bevorderlijk is voor de doorstroming van de beton.

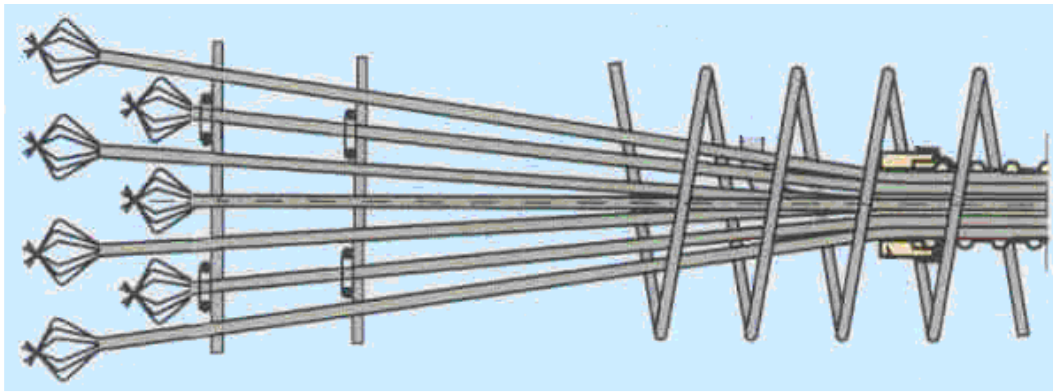


Fig. 5.2.12 Principe van een pruianker

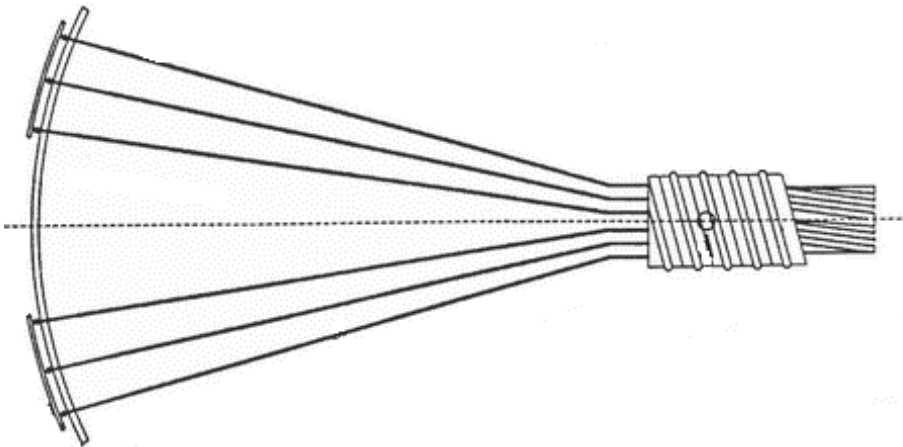


Fig. 5.2.13 Principe van een spreidanker

De tweede blind verankering is met behulp van een ankerplaat. Dit geeft een groot verankeringsoppervlak, voor de doorstroming van de beton is dit echter negatief. Het grote oppervlak geeft ook risico van bentoniet insluiting onder de ankerplaat. Door het variëren van de beëindiging kan het probleem van doorstroming en bentoniet insluiting verminderd worden. Verder is het een eenvoudige constructie die relatief gemakkelijk is aan te brengen.

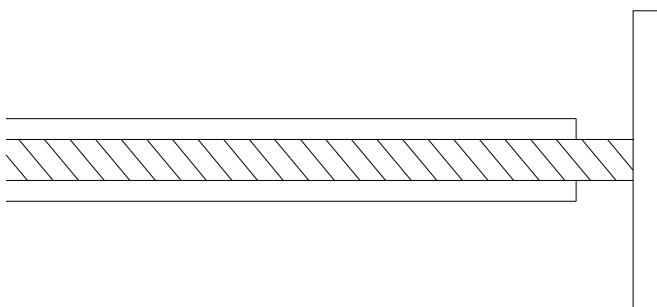


Fig. 5.2.14 Principe ankerplaat

De laatste blind verankering is door middel van een groutanker. Hierbij wordt een overlengte omhullingsbuis met voorspankapel ingegrout. Na het verharderen van het grout kan de voorspankracht worden aangebracht. De verankering vindt hier plaats door middel van de wrijving van de groutprop met de omhullingsbuis. Voor de doorstroming van beton is dit een positieve verankering. Er is echter wel een gevaar van slip, als de wrijving onvoldoende is om de voorspankracht op te kunnen nemen.

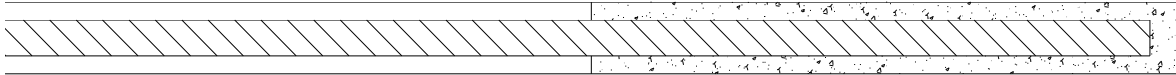


Fig. 5.2.15 Principe groutanker

Er wordt gekozen voor een relatief eenvoudige en doeltreffende verankering, namelijk de verankering met een ankerplaat.

Spankop

Aan de bovenzijde van de diepwand wordt een spankop aangebracht om de voorspankabel te kunnen opspannen. Bij de detaillering hiervan zijn de volgende aandachtspunten van belang:

- De beton moet bij het storten voldoende doorstromingsruimte hebben
- De spankop moet voldoende beschermd zijn om geen schade op te lopen in het bouwproces
- De beton kwaliteit en sterkte moet voldoende zijn onder de opspankop
- De spankop moet gefixeerd zijn op de goede locatie, centrisch, in de diepwand.

Welke mogelijkheden zijn er vanuit de aandachtspunten om tot een goede detaillering van de spankop te komen.

- Spankop wordt gefixeerd in de wapeningskorf en ingestort in de diepwand.
- Aanbrengen van de spankop en voorspankabel, na het verhardn van de diepwand, in een te storten betonnen balk op de diepwand.

Bij het gelijktijdig aanbrengen van de spankop met de wapeningskorf is het van groot belang om deze te beschermen. De bescherming van de spankop bij het storten van de overhoogte beton kan door middel van een PVC-buis er op te plaatsen en goed af te dichten. Aan de onderzijde van de spankop kan de doorstroming van de beton worden belemmerd door de aanwezigheid van de spleetwapening.

Wanneer de spankop en de voorspankabel later aangebracht wordt kan de diepwand eenvoudiger gerealiseerd worden. Het is hier echter van groot belang om het bovenste gedeelte van de omhullingsbuis ook goed te fixeren en deze ook goed af te dichten. Door het later aanbrengen van de spankop en de voorspankabel ontstaat er een extra activiteit op het kritieke pad. Om de balk te kunnen aanbrengen is er aan beide zijden van de diepwand een ontgraving en waterstand verlaging nodig wat ongewenst is. Door het later aanbrengen van de spankop in een te storten balk is beton kwaliteit en sterkte meer gegarandeerd. Omdat de voorspankabel gelijktijdig met de omhullingsbuis aangebracht wordt, wat volgt uit de keuze voor de onderverankering, is het niet mogelijk om de spankop pas later aan te brengen. Deze werkmethode is hier dan ook niet mogelijk.

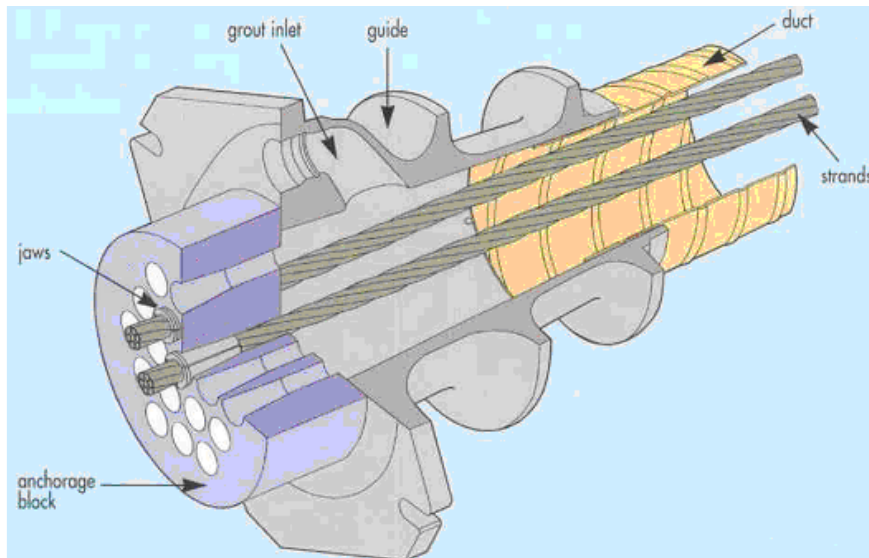


Fig. 5.2.16 Principe van een spankop

Omhullingsbuis met voorspankabel

Ook voor de omhullingsbuis zijn er verschillende aandachtspunten te noemen voor de detaillering.

- De omhullingsbuis moet voldoende gefixeerd zijn in wapeningskorf
- De injectieslangen moeten goed en beschermd worden aangebracht
- De omhullingsbuis moet beschermd zijn om lekkages te voorkomen.

Zie uitwerking van deze detaillering is voor het ontwerp weergegeven in de figuren 5.2.17 t/m 5.2.20 en in Bijlage E.2.6.

De tot nu geschematiseerde reactiekracht als puntlast, zal vanaf nu ook als een krommingdruk(q -last) geschematiseerd worden, zoals weergegeven in fig.5.2.21.

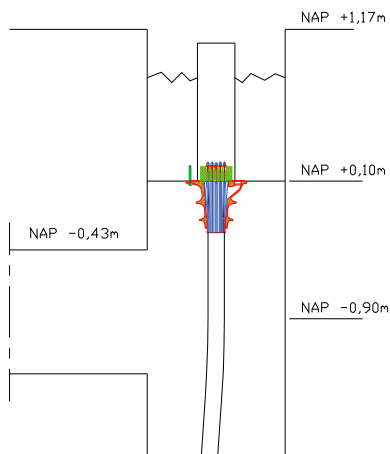


Fig. 5.2.17 Detail wand-dak

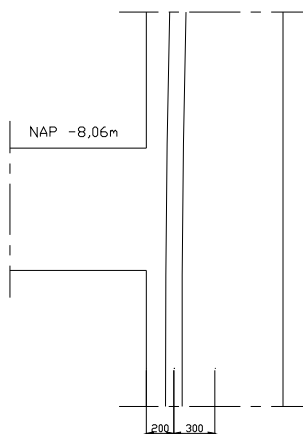


Fig. 5.2.18 Detail vloer-dak

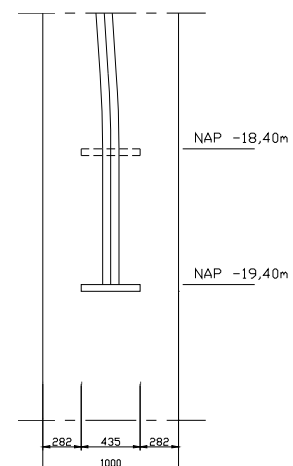


Fig. 5.2.19 Detail voorspan beëindiging

In bovenstaande is een eerste aanzet gegeven voor de detaillering van voorspanning in een diepwand. Aanbevolen wordt om de detaillering verder uit te werken met specialisten in diepwanden en voorspanning.

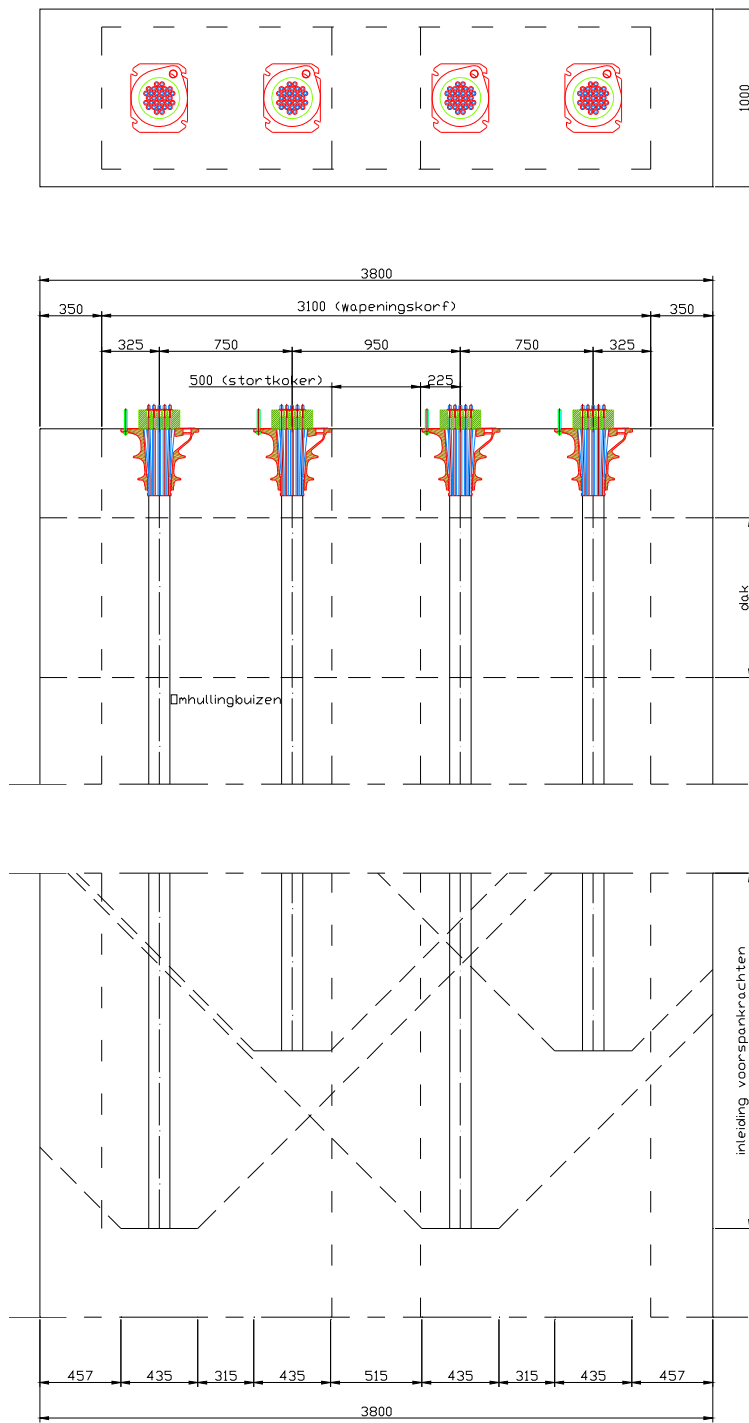


Fig. 5.2.20 Detaillering van voorspanning in diepwanden

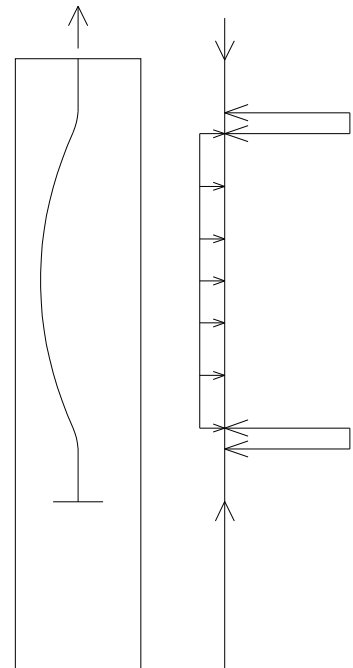


Fig. 5.2.21 Schematisering krommingsdrukken

5.2.6 Analyse tussenresultaten

Uit het onderzoek blijkt dat door toepassing van voorspanning aan de vervormingseis voldaan kan worden. De marge in het ontwerp met betrekking tot de vervormingen is beperkt. Binnen de gestelde uitgangspunten kan er een minimale vervorming bereikt worden van 18mm. In hoofdstuk 5.1.4 wordt opgemerkt dat de diepwand vervormingen ter plaatse van het dak de helft van de toelaatbare vervormingen zijn. Door het aanbrengen van het dak wordt deze vervorming gefixeerd waardoor dit een blijvend effect heeft. Door middel van het toepassen van een (opgespannen) bovenstempel kunnen deze eerste vervormingen beperkt en terug gedrongen worden. Om minimale vervormingen te hebben is een bovenstempel toegepast.

Door de verminderde vervormingen heeft de grond achter de diepwand een grotere stijfheid waardoor de momenten in de diepwand toenemen. Hierdoor is het niet meer mogelijk om de voorspanning aan te brengen na een eerste ontgraving onder het dak. De voorspankabels zullen daarom gespannen moeten worden na het aanbrengen van het dak en voor ontgraven onder het dak. (bijlage E.2.5) Dit biedt het voordeel dat de ontgravingswerkzaamheden van de tunnel zonder onderbreking kan plaatsvinden.

Voor het verdere ontwerp zijn de volgende nieuwe uitgangspunten gebruikt:

- Toepassen bovenstempel op NAP +0,5m met opspankracht van 50 kN/m¹
- Aanbrengen van de voorspanning gelijk na aanbrengen dak.

5.2.7 Resultaten definitief ontwerp voorgespannen diepwand

Na het aanbrengen van de detaillering van het ontwerp en het toepassen van de onderzoeksresultaten is het definitief ontwerp vastgesteld.

Bij de resultaten van het diepwand ontwerp met voorspanning wordt gelet op de optredende momenten en verplaatsingen van de diepwand. Hierbij wordt gelet op 3 locaties, namelijk:

- Ter plaatse van het dak
- Ter plaatse van de vloer
- De maximale waarde

Samenvattend de bouwfaserings welke gebruikt is voor de diepwand berekening.

- Bouwfase 1a: Ontgraving voor aanbrengen bovenstempel
- Bouwfase 1b: Aanbrengen bovenstempel
- Bouwfase 2: Ontgraving voor aanbrengen dak
- Bouwfase 3: Aanbrengen dak en verwijderen bovenstempel
- Bouwfase 3a: Aanbrengen voorspanning
- Bouwfase 3b: Eerste ontgraving onder het dak
- Bouwfase 4: Tweede ontgraving onder het dak, voor aanbrengen vloer
- Bouwfase 5: Aanbrengen vloer
- Bouwfase 6: Ingebruikname tunnel, fase 1.

Uitgebreidere toelichting op de berekeningen is weergegeven in bijlage E.2.7.5.

Voor elk van de bouwfases zijn in figuur 5.2.22 de berekende horizontale verplaatsingen samengevat en in figuur 5.2.23 de bijbehorende momenten in de diepwanden.

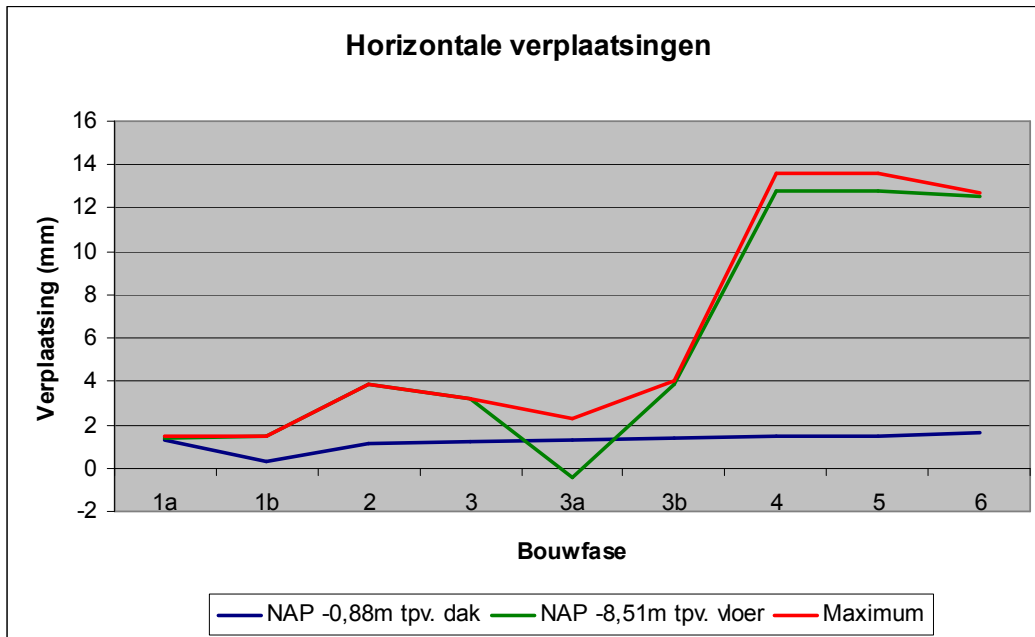


Fig. 5.2.22 Horizontale verplaatsingen van voorgespannen diepwand ontwerp met bovenstempel

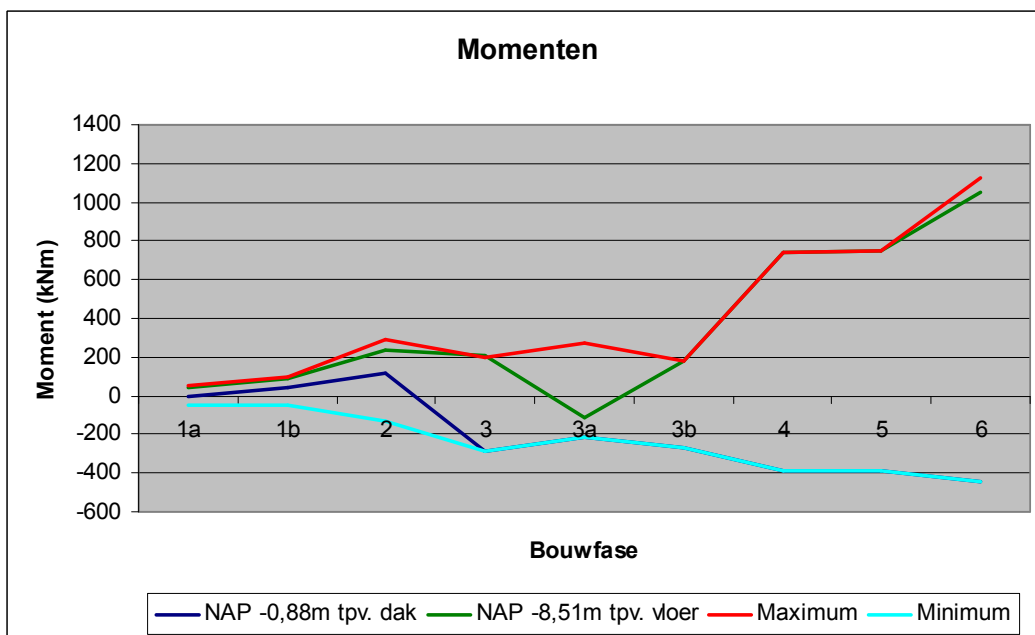


Fig. 5.2.23 Momenten voorgespannen diepwand ontwerp met bovenstempel

5.2.8 Analyse resultaten voorgespannen diepwand

In de analyse van de resultaten zal gelet worden op de verplaatsingen van de diepwand en de momenten in de diepwand.

Door het toepassen van voorspanning en een opgespannen bovenstempel zijn de horizontale verplaatsingen minimaal. Het toepassen van een opgespannen bovenstempel zorgt voor een minimale vervorming ter plaatse van het dak. De excentriciteit van de voorspanning beperkt de optredende vervormingen van de diepwand ter plaatse van de vloer.

Door de voorspanning neemt de stijfheid van de diepwand ook toe, waardoor er in het geheel minder vervormingen optreden.

Het optimaliseren van het ontwerp en het toepassen van een bovenstempel geeft een beperking van bijna 8mm. (zie tabel 5.2.1 en fig. 5.2.22) Hierdoor worden de vervormingen beperkt tot maximaal 13,8mm, wat dus ruim binnen de gestelde vervormingseis ligt. Voor een gelijkblijvende vervormingseis van 20mm kan de diepwand dus dunner worden.

De momenten blijven in de eerste bouwfasen beperkt. In bouwfase 4 neemt deze toe, om het maximale moment te bereiken in bouwfase 6. Door het toepassen van een bovenstempel en optimalisatie van het ontwerp is het maximale moment ook afgenomen van 1280 kNm tot 1126 kNm.

Het maximaal moment is kleiner dan het toelaatbare scheurmoment, bij het toelaten van trek in de beton, waardoor de aangenomen ongescheurde doorsnede correct is.

5.2.9 Bouw tunnelbuizen West en Parkeergarage

Voor de bouw van de tunnelbuizen Oost is uitgegaan van een symmetrische constructie met symmetrische belastingen, krachtsverdeling en vervormingen (fase I).

In fase II wordt er aan de westzijde nog een tunnelbuis een parkeergarage gebouwd. Hierdoor ontstaat een asymmetrische constructie waardoor een geheel andere krachtsverdeling optreedt.

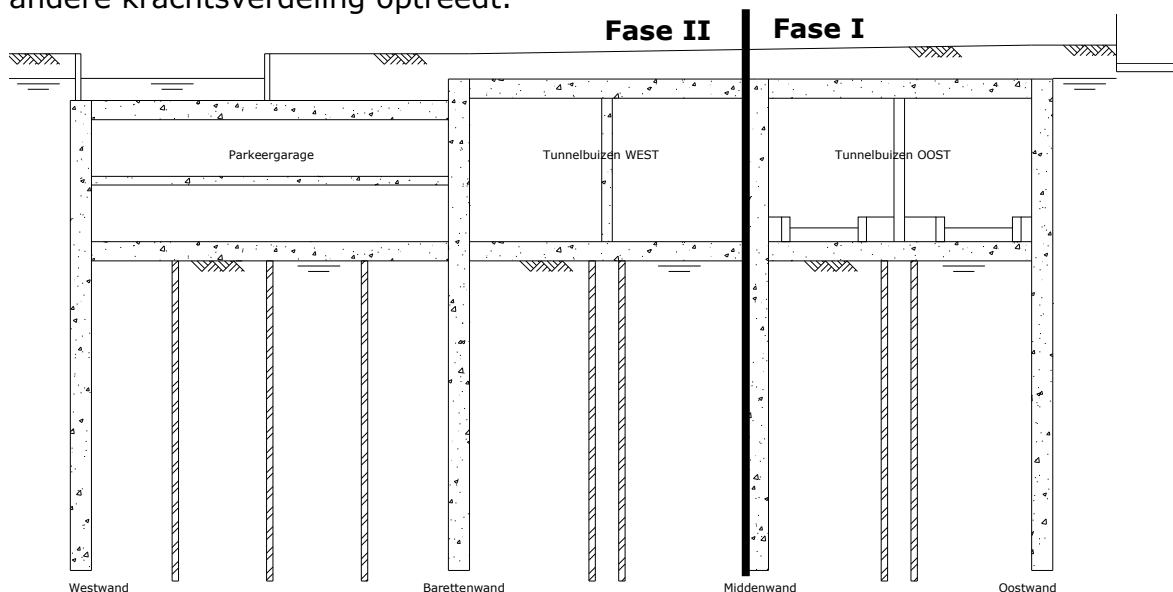


Fig. 5.2.24 Fasering tunnelconstructie en parkeergarage

Door het ontgraven van fase II wordt de grond- en waterdruk tegen de middenwand verwijderd. De aanwezige horizontale verplaatsing van de wand zal afnemen door het verwijderen van de grond- en waterdruk. In fase I is gerekend met een excentrische voorspanning welke een krommingsdruk tegen de grond- en waterdruk geeft. Wanneer deze grond- en waterdruk verwijderd wordt, zal deze krommingsdruk een tegengesteld moment gaan veroorzaken in de middenwand. Waardoor het scheurmoment overschreden worden. Ook ter plaatse van het dak en de vloer ontstaan tegengesteld momenten, waardoor extra wapening benodigd is.

Door het ontlasten van de middenwand zal deze bij het dak ook horizontaal gaan verplaatsen waardoor ook de oostwand gaat verplaatsen. De verplaatsing van de oostwand zal extra zettingen aan maaiveld tot gevolg hebben. Deze verplaatsingen kunnen worden beperkt door het toepassen van tijdelijke stempels tussen de westwand en de middenwand. Een andere mogelijkheid zou zijn om ook de westwand excentrisch voor te spannen.

Vanuit de bovenstaande beschouwing kan geconcludeerd worden dat een excentrisch voorgespannen diepwand voor de middenwand beperkt mogelijk is, als gevolg van fase II.

Een mogelijke maatregel is het toepassen van een beperkte excentrische voorspanning in de middenwand. Waarbij de voorspankracht binnen de "kern" van de doorsnede blijft. Hierdoor reduceert de krommingdruk en het voorspanmoment, maar wordt de stijfheid behouden. Dit betekent een afname van de momenten en een toename van de verplaatsingen van de diepwand. De toelaatbare verplaatsing van de midden- en westwand is groter dan die van de oostwand.

5.2.10 Conclusies voorgespannen diepwand

Conclusies met betrekking tot het voorgespannen diepwand ontwerp:

- Door toepassing van excentrische voorspanning in de diepwand wordt, voor fase I, voldaan aan de vervormingseis;
- De horizontale verplaatsingen worden geminimaliseerd door toepassen van een bovenstempel;
- Excentrische voorspanning in de middenwand leidt tot falen bij de bouw van de westelijke tunnelbuizen en de parkeergarage zonder aanvullende maatregelen.

5.3 Diepwand ontwerp met tussenstempel

Het diepwand ontwerp met tussenstempel wordt gemaakt als vergelijkingsontwerp naast de voorgespannen diepwand. Door middel van het opspannen van het stempel worden de optredende vervormingen gestuurd tot een gelijke waarde als bij een voorgespannen diepwand. (zie bijlage E.3.1)

Vanuit deze gegevens zijn de uitgangspunten bepaald en is de schematisatie aangepast. De resultaten worden weergegeven en geanalyseerd. Een gedetailleerde uitwerking van deze variant is beschreven in bijlage E.3. Dit alles wordt enkel gedaan voor fase 1 van de tunnelconstructie. Fase II wordt hier verder buitenbeschouwing gelaten.

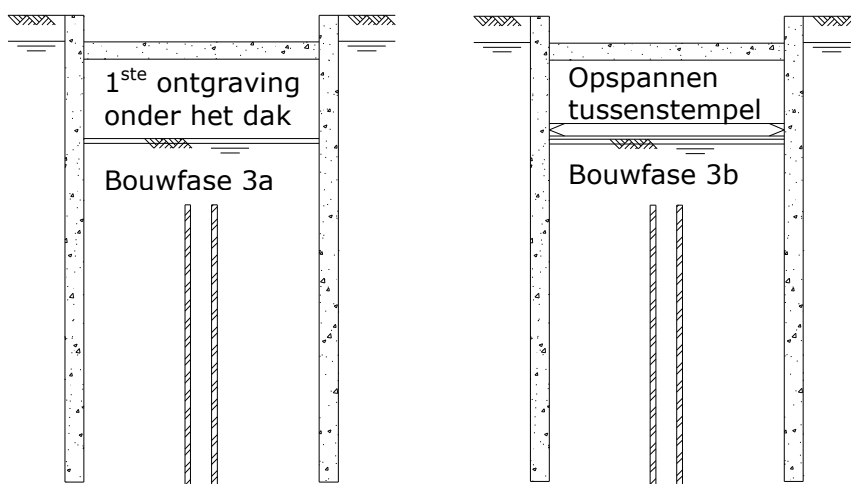
5.3.1 Uitgangspunten

De basis uitgangspunten zijn bepaald in hoofdstuk 4. Aanvullend daarop komen er nog enkele specifieke uitgangspunten met betrekking tot een gestempelde diepwanden:

- Elasticiteitsmodulus van 8000 N/mm uitgaande van een gescheurde doorsnede
- Bovenstempel op NAP +0,5m met opspankracht van 50 kN/m¹
- Tussenstempel op NAP -5,0m met opspankracht van 500 kN/m¹. Bepaald in bijlage E.3.3.6.

5.3.2 Schematisering

De schematisering zoals deze in hoofdstuk 5.1.2 is weergegeven wordt ook hier toegepast. Door het toepassen van een tussenstempel zijn, ten opzichte van het basis ontwerp, een aantal extra bouwfasen toegevoegd om het tussenstempel te kunnen aanbrengen en te verwijderen. De afwijkende bouwfasen zijn weergegeven in fig. 5.3.1, uitgebreidere schematisatie is weergegeven in bijlage E.3.2.



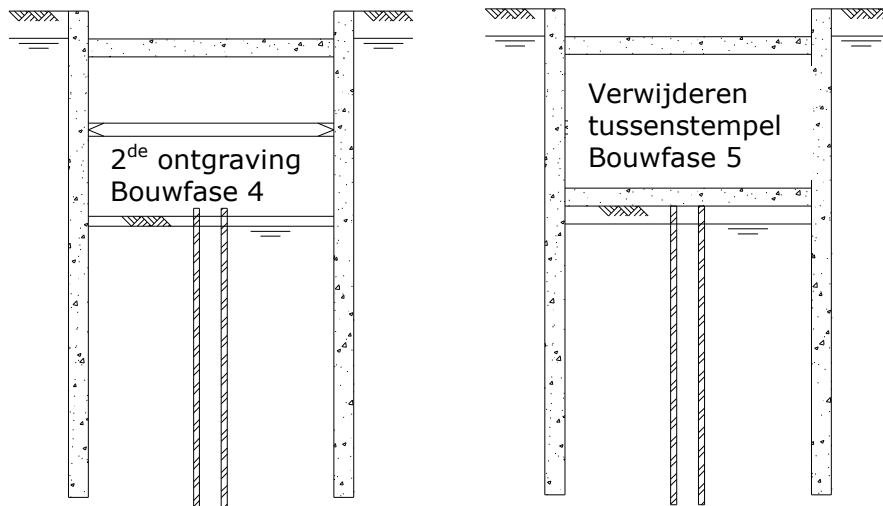


Fig. 5.3.1 Aangepast bouwfasering door toe passen tussenstempel

5.3.3 Resultaten

De resultaten van het diepwand ontwerp met boven- en tussenstempel worden weergegeven in onderstaande figuren. De horizontale verplaatsingen worden per bouwphase weergegeven in fig. 5.3.2 en de momenten in fig. 5.3.3.

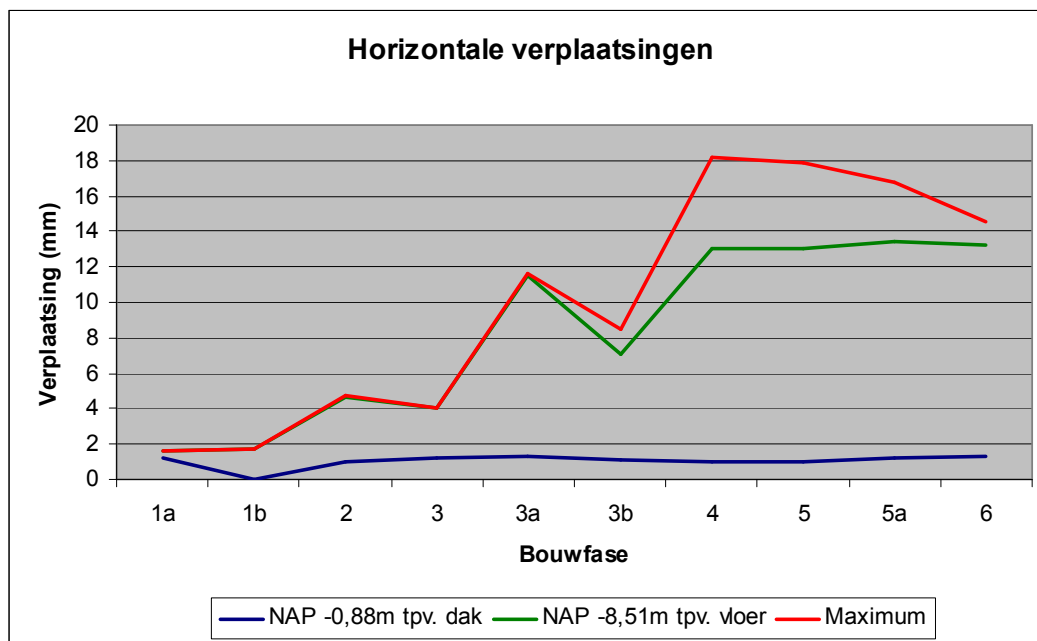


Fig. 5.3.2 Horizontale verplaatsingen van de diepwand met stempels

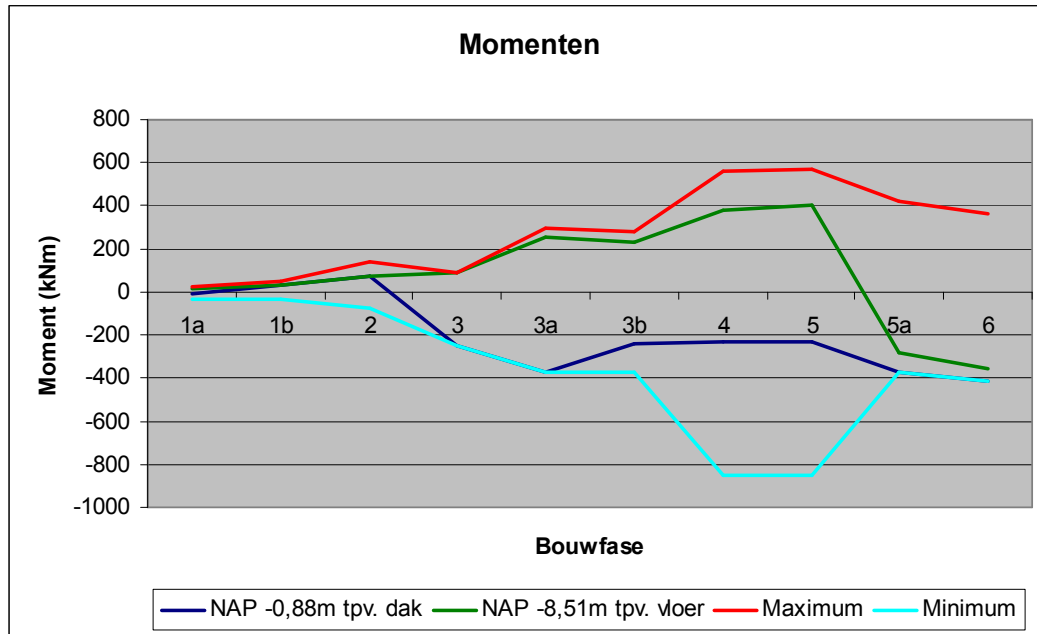


Fig. 5.3.3 Momenten in de diepwand met stempels

5.3.4 Analyse van resultaten diepwand met tussenstempel

In de analyse van de resultaten zijn de horizontale verplaatsingen van de diepwand en de momenten in de diepwand beschouwd.

De verplaatsingen ter plaatse van het dak zijn beperkt tot nul, door het opspannen van het bovenstempel met 50 kN/m.

De invloed van het tussenstempel is duidelijk te zien tussen bouwfase 3a en 3b. In bouwfase 3a vindt de ontgraving plaats tot onder het tussenstempel waarna in bouwfase 3b het stempel met opspankracht wordt aangebracht. Als gevolg van de ontgraving treedt een verplaatsing op van ruim 7mm. Door het opspannen van het tussenstempel wordt de diepwand weer ruim 3mm terug gedrukt. Waarschijnlijk zal de terugdrukking niet volledig plaatsvinden. Maar zal het moment in de diepwand toenemen, wat bij de ontgraving in bouwfase 4 weer zal afnemen en de berekende vervorming zal optreden.

De verplaatsingen ter plaatse van de vloer blijven door het toe passen van een tussenstempel ook beperkt.

De maximale verplaatsing loopt in bouwfase 4 op tot 18,2mm waarna de verplaatsing door het aanbrengen van de vloer en het verwijderen van het tussenstempel afneemt tot 14,5mm.

In bouwfase 5a is het oppervlak van de verplaatsingen het grootst (zie E.3.1).

De momenten bouwfase 4 blijven onder het scheurmoment. Omdat gerekend is met een gescheurde doorsnede zal de diepwand zich stijver gedragen. De horizontale verplaatsingen zullen daardoor kleiner zijn dan weergegeven. Zie nadere vergelijking in hst. 6.1.

Ter plaatse van het stempel ontstaat in bouwfase 4 het grootste moment ten gevolge van het opspannen en de 2^{de} ontgraving onder het dak. Dit is een tijdelijke situatie tot bouwfase 5a: verwijderen tussenstempel, waarvoor extra wapening nodig is.

5.3.5 Conclusies diepwand met tussenstempel

Conclusies met betrekking tot het diepwand ontwerp met zowel een boven- als tussenstempel:

- De horizontale verplaatsingen ter plaatse van het dak blijven beperkt door het toe passen van een bovenstempel;
- Tot bouwfase 4 geldt een ongescheurde doorsnede en dus een stijvere diepwand;
- Door het aanbrengen van een tussenstempel in bouwfase 3b wordt de horizontale verplaatsing 3mm gecorrigeerd;
- Het diepwand ontwerp met tussenstempel geeft vergelijkbare effecten als de verplaatsingen van het voorgespannen diepwand ontwerp.

6. Vergelijken van varianten

Na het ontwerp van zowel een diepwand met voorspanning als met een tussenstempel kan een vergelijking gemaakt worden tussen deze ontwerpen. Hierbij zullen eerst de technische resultaten vergeleken worden, vervolgens zal er een economische vergelijking gemaakt worden. Ten slotte worden de risico's per ontwerp beschouwd.

6.1 Technische vergelijking

De technische vergelijking is de vergelijking tussen de 2 ontwerpen met vervormingsbeperkende maatregelen. Hierbij worden de resultaten van de maximale horizontale verplaatsingen (fig. 6.1.1) en maximale momenten (fig. 6.1.2) vergeleken. Verdere vergelijking van resultaten is weergegeven in de bijlage F.1

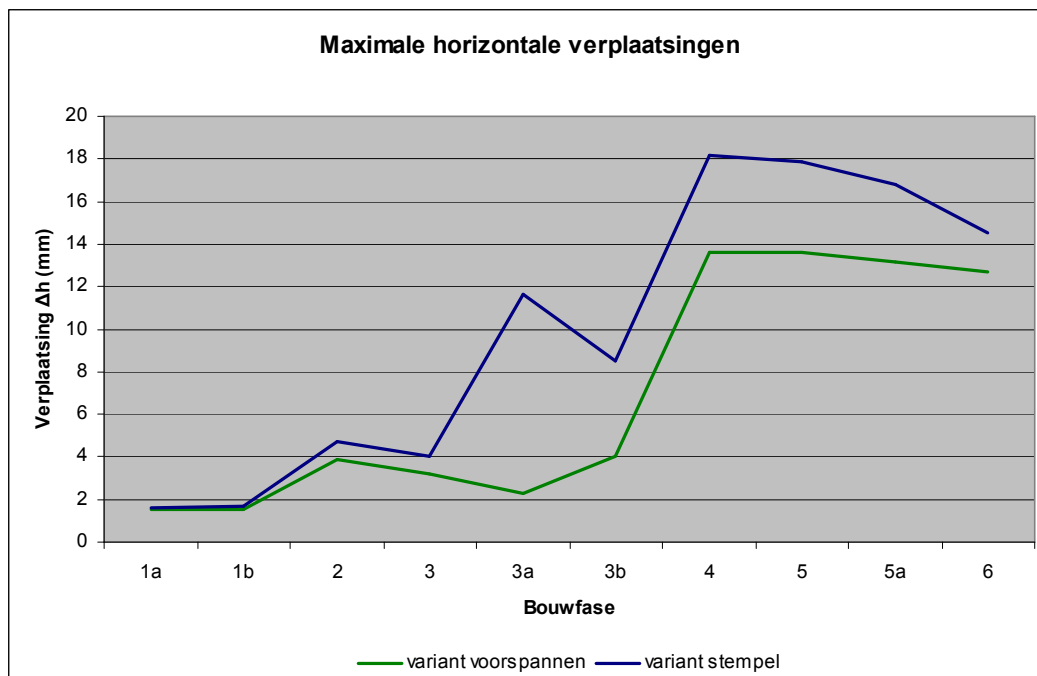


Fig. 6.1.1 Vergelijking maximale horizontale verplaatsingen van de 2 ontwerpen

De verplaatsingen in de eerste 3 bouwfases zijn gelijk aan de variant met voorspanning. Door aanname van een gescheurde doorsnede lijkt de stempel variant meer te verplaatsen. Er blijkt echter nog sprake te zijn van een ongescheurde doorsnede.

In de volgende fasen gaan de verplaatsingen onderling verschillen. Door het aanbrengen van de voorspanning reduceren de aanwezige verplaatsingen met 25%. Pas bij de tweede ontgraving onder het dak nemen de verplaatsingen beduidend toe.

De ontgraving voor het tussenstempel geeft aanzienlijke verplaatsingen. Door het aanbrengen van de opspankracht worden de aanwezige verplaatsingen met 25% gereduceerd. De verplaatsingen bij de tweede ontgraving onder het dak loopt parallel aan de verplaatsingen bij de voorspan variant.

In de volgende bouwfases nemen de verplaatsingen weer af. Bij beide varianten ontstaat deze afname door het aanbrengen van de vloer. Door het verwijderen van het tussenstempel nemen de maximale verplaatsingen nog extra af.

Maatgevend voor de toetsing van de vervorming van de belendingen is dus bouwphase 4: 2^{de} ontgraving onder het dak. In deze bouwphase bedraagt de horizontale verplaatsing van de voorspan variant ruim 4mm minder dan de stempel variant.

Dit alles resulteert er in dat de maximale verplaatsing van de 2 varianten in de eindfase, bouwphase 6, maar beperkte verschillen, ongeveer 2mm in het voordeel van de voorgespannen diepwand.

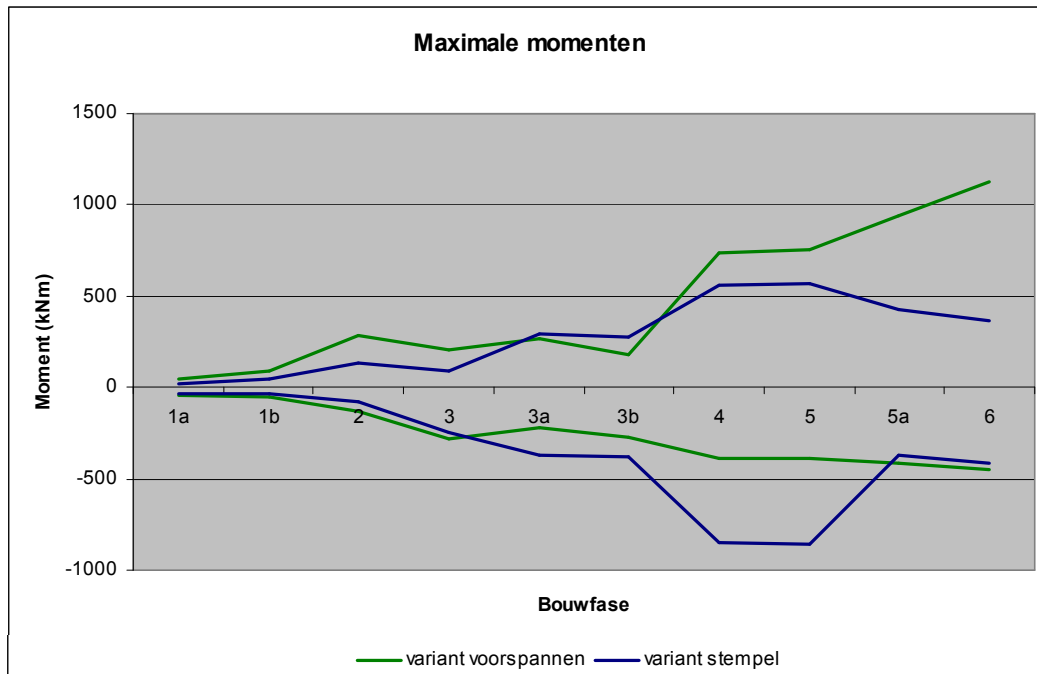


Fig. 6.1.2 Vergelijking maximale momenten van de 2 ontwerpen

De momenten zijn tot bouwphase 3 voor beide varianten gelijk aan de voorspan variant. De lagere momenten bij de stempel variant worden veroorzaakt door de aanname van een gescheurde doorsnede, welke nog niet optreedt.

Door het aanbrengen van de voorspanning veranderen de momenten beperkt. Ook de eerste ontgraving onder het dak heeft weinig invloed. Net als bij de verplaatsingen nemen de momenten aanzienlijk toe door de tweede ontgraving onder het dak. Deze toename bij de tweede ontgraving wordt veroorzaakt door de steeds groter wordende water- en gronddruk welke toeneemt met de diepte.

Bij het tussenstempel nemen de momenten ook pas aanzienlijk toe bij de tweede ontgraving onder het dak. Het opgespannen tussenstempel geeft hier een groot (negatief) moment, na het verwijderen van het tussenstempel, bouwphase 5a, neemt dit moment dan ook met 50% af. Voor bouwphase 6 blijft deze ongeveer gelijk.

De momenten in de variant met voorspanning nemen door de stijfheid van de constructie aanzienlijk toe in bouwphase 6. Deze toename is een gevolg van de hogere stijfheid die het moment naar zich toe trekt.

6.2 Economische vergelijking

Technische haalbaarheid is een eerste vereist. Economisch moet het echter ook een reëel haalbare oplossing zijn om toegepast te kunnen worden. In dit gedeelte is dan ook een economische vergelijking gemaakt tussen het ontwerp met voorspanning en het ontwerp met tussenstempel.

Bij de economische vergelijking is niet de kostprijs per ontwerp bepaald, maar is het verschil in kosten bepaald. Waarbij een hoog en een laag prijspeil is weergegeven. Als referentie is het ontwerp met voorspanning aangehouden.

De uitgangspunten en uitwerking voor de economische vergelijking zijn weergegeven in bijlage F.2.

De kosten verschillen ontstaan door materiaalgebruik en uitvoeringsmethoden, welke als volgens onderscheiden worden:

- Voorspanning
- Wapening
- Tijdelijke tussenstempel
- Uitvoering - ontgraven
- bouwtijd

Het uitwerken van de uitgangspunten geeft het overzicht wat weergegeven is in tabel 6.2.1. Dit is gebaseerd op één paneel van de tunnellenlengte, namelijk 3,8m.

Overzicht		Voorgespannen		Tussenstempel	
		Hoog	Laag	Hoog	Laag
Voorspanning	5520 kg	€ 15.730	€ 12.140		
Wapeningsverschil	6420 kg			€ 5.460	€ 4.180
Tussenstempel	1 st			€ 6.040	€ 4.980
Ontgraving	180 m ³			€ 1.090	€ 730
Kosten per 3,8m tunnellenlengte		€ 15.730	€ 12.140	€ 12.590	€ 9.890
Voordeel tov. variant		€ -3.140	€ -2.250	€ 3.140	€ 2.250

Tabel 6.2.1 Overzicht kostenvergelijking voorspanning met tussenstempel, prijspeil juli 2009

Vanuit deze vergelijking kan geconcludeerd worden dat het toe passen van voorspanning, voor deze locatie, economisch niet interessant is. Hierbij zijn echter een aantal opmerkingen te maken.

- De kosten van een tussenstempel zijn sterk afhankelijk van de breedte van de bouwkuip. Wanneer deze breedte veranderd heeft dit invloed op de benodigde stempellengte en het benodigde profieldoorsnede;
- Ook het voordeel bij ontgraven, door het ontbreken van een beperkte werkhoogte, is afhankelijk van de breedte van de bouwkuip;
- De tijdswinst die het toepassen van voorspanning ten opzichte van het aanbrengen van een tussenstempel heeft, is economisch moeilijk uit te drukken. De bouwtijd voor het aanbrengen van de voorspanning kan korter zijn dan het aanbrengen en opspannen van het tussenstempel, omdat het voorspannen niet op het kritieke pad ligt. (gelijktijdig ontgraven onder het dak en aanbrengen van voorspanning is in principe mogelijk);
- Door de sterk variërende prijs van voorspanning heeft dit een grote invloed op de economische haalbaarheid van voorgespannen diepwanden.

Het economische omslagpunt tussen voorspanning en tussenstempel is afhankelijk van de breedte van de bouwkuip. De resultaten van het onderzoek zijn weergegeven in fig. 6.2.1

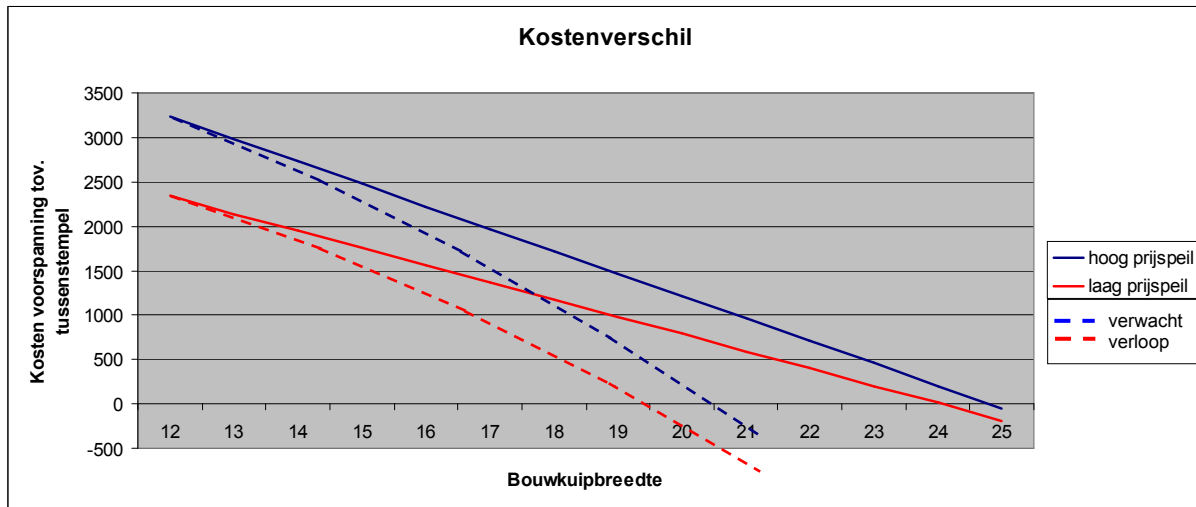


Fig. 6.2.1 Vergelijking tussen voorspanning en tussenstempel afhankelijk van de bouwkuipbreedte

De doorgetrokken lijnen geven het verloop weer, wanneer alleen de bouwkuipbreedte variabel worden gesteld. De streepstippellijnen geven het verwachte verloop weer wanneer ook de toenemende profieldoorsnede van het stempel in rekening wordt gebracht.

Vanuit figuur 6.2.1 kan worden afgeleid dat het omslagpunt bij een bouwkuipbreedte van 20 meter ligt. Hierbij is het voordeel in tijdswinst nog buiten beschouwing gelaten.

Uit deze kostenvergelijking volgt dat het toepassen van voorspanning interessant is bij een bouwkuip breedte van meer dan 20m, uitgaande van het prijspeil juli 2009.

Omdat het de prijs van voorspanning variërend is, is er onderzoek gedaan naar het effect van de variërende prijs op de haalbaarheid van voorspanning. Hierbij wordt de bouwkuipbreedte vanuit het ontwerp aangehouden, van 12,38m. Voor de prijs van voorspanning wordt een gemiddelde waarde aangehouden.

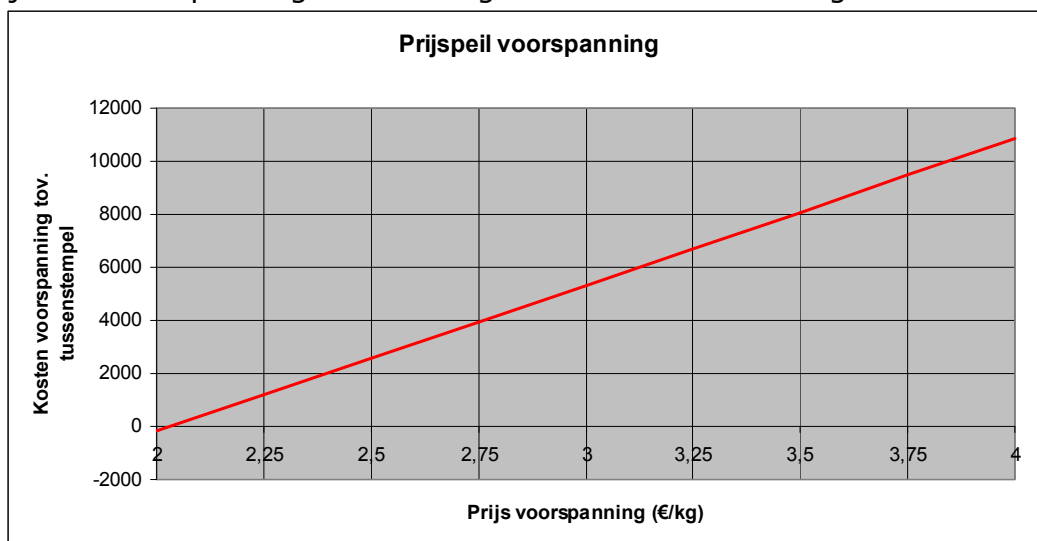


Fig. 6.2.2 Vergelijking tussen voorspanning en tussenstempel afhankelijk van het prijspeil van voorspanning

In fig. 6.2.2 is te zien dat het omslagpunt net boven de 2€/kg ligt. Wanneer de prijs van voorspanning dus 2€/kg of lager is, is het economisch interessant om voorspanning toe te passen. De kans dat dit prijspeil zich echt voor doet is klein. De prijs van voorspanning varieert de laatste jaren namelijk tussen de 2€/kg en de 4€/kg.

Het omslagpunt, afhankelijk van de bouwkuipbreedte en de kostprijs van voorspanning, wordt weergegeven in fig. 6.2.3.

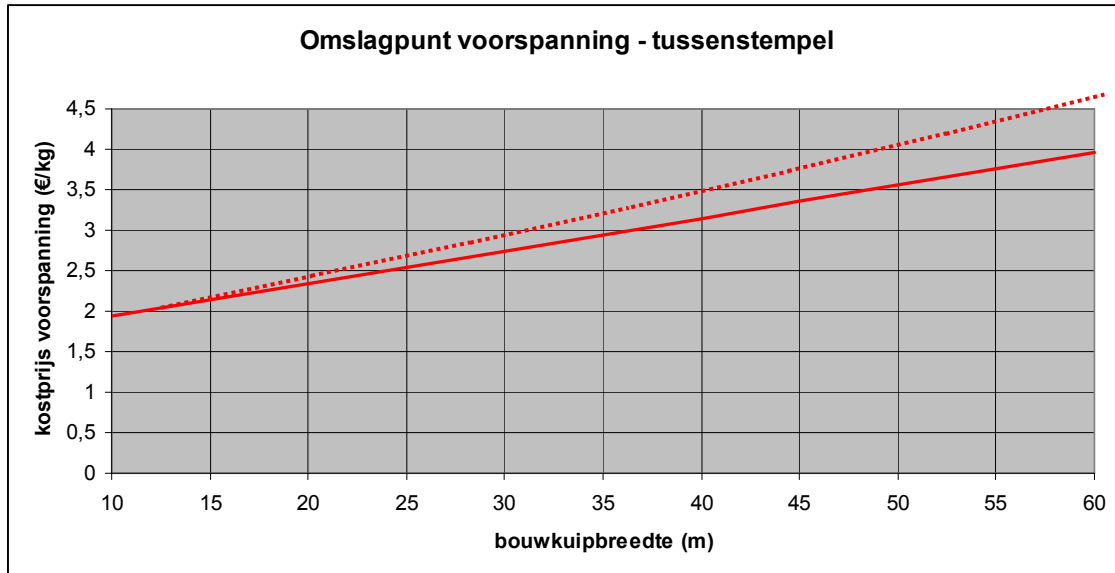


Fig. 6.2.3 Omslagpunt afhankelijk van de bouwkuipbreedte en de prijs van voorspanning

De doorgetrokken lijn geeft het omslagpunt weer als de doorsneden van het stempel gelijk blijft. De stippellijn geeft het verwachte verloop weer, wanneer ook de toename van de stempeldoorsnede meegenomen wordt in de vergelijking.

6.3 Risicovergelijking

Voor de risicovergelijking wordt gelet op de risico's van de stempels en de voorspanning. De risico's met betrekking tot diepwanden worden buiten beschouwing gelaten omdat deze voor beide varianten gelijk zijn. Achter de genoemde risico's worden de beheersmaatregelen benoemd om het risico te ondervangen of te beperken. Deze zijn preventief (ontwerpfase) dan wel correctief indien uit monitoring blijkt dat maatregelen nodig zijn.

Risico	Beheersmaatregel (P)Preventief, (C)Correctief
Voorspanning	
- Vervorming belending groter dan berekend	(P) Uitvoeren van gevoeligheidsanalyse (P) Monitoren van de vervormingen (C) Verhogen van de voorspankracht, mits reserve in de constructie aanwezig is. (C) Plaatsen meerdere tussenstempels
- Uitval voorspankabel	(P) Zorgvuldig detailleren van voorspankabel en splijtwapening (P) Rekenen met uitval van 1 voorspankabel (C) Plaatsen meerdere tussenstempels
- Voorspanverloop	(P) Zorg voor ruim voldoende fixatiepunten (P) Zorgvuldig omgaan met transport / hijsen / aanbrengen wapeningskorf (P) Inspectie van de korf voor plaatsen (C) Herstellen voor plaatsen van de korf
- Falen blind verankering onder	(P) Nauwkeurige controle op prefabricering (P) Voldoende fixeren in de wapeningskorf (P) Seriematige productie van maken, onder geconditioneerde omstandigheden (C) Plaatsen meerdere tussenstempels
- Falen voorspankop boven	(P) Nauwkeurige controle op prefabricering (P) Nauwkeurige controle bij het storten (P) Zorg voor een goede betonkwaliteit onder voorspankop (bijv. door prefab beton prop) en detaillering van de splijtkopwapening (P) Goede bescherming van de voorspankop bij storten en slopen diepwand (C) Lagere voorspankracht toepassen, combineren met tussenstempels
- Vocht in omhullingsbuis	(P) Goede afsluiting van de omhullingsbuizen (C) Droog blazen van de omhullingsbuizen
- Insluiting van materiaal in omhullingsbuis	(P) Afsluiten van omhullingsbuizen (P) Opstellen spanprotocol en monitoring vervormingen (C) Lostrekken geblokkeerde strengen
- Falen injectieslang	(P) Goed beschermen bij aanbrengen (P) Aanbrengen reserve injectieslang

Tussenstempel	
- Vervorming belending groter dan berekend	- (P) Uitvoeren van gevoeligheidsanalyse - (P) Monitoren van de vervormingen - (C) Verhogen opspankracht, mits voldoende reserve in de constructie aanwezig - (C) Bijplaatsen van stempels
- Stempel uitval / bezwijken van stempel	- (P) Hoogte beperking toepassen op ontgravingsmachines - (P) Fixeren van de stempel(koppen) - (F) Rekenen met stempel uitval - (P) Toepassen van verzwaarde gording, om extra kracht te spreiden
- Hogere stempelkracht op diepwand tgv. opspannen	- (P) Opstellen spanprotocol - (P) Monitoren van de vervormingen - (P) Zorg voor goede krachtsverdeling op de diepwand - (P) Extra wapening aanbrengen in diepwand - (P) Bijplaatsen van stempels
- Schuinplaatsen van stempel	- (P) Fixatie van de stempelkop - (P) Goed uitvullen van de stempelkop - (P) Toepassen van gording
- Kwaliteit van buis / las/ vijzel	- (P) Controle van kwaliteit op het werk - (P) Kwaliteitscertificaat bij inkoop

Uit het oogpunt van beheersmaatregelen; biedt de voorspan variant beter perspectief, omdat:

- Bij toenemende zakkingen van de belendingen meer maatregelen voorhanden zijn.
- Bij stempel uitval (calamiteit met geringe kans van optreden) nemen de vervorming van belendingen met een factor 5 toe, waardoor zeker schade aan de belendingen zal optreden.

Nadelig voor de voorspan variant is het innovatieve karakter van deze technische toepassingen. Nog diverse nader uit te werken detailleringen zullen in het ontwerp doorgevoerd moeten worden met mogelijke kans op kosten overschrijding. Verdere optimalisatie van het voorgespannen diepwand ontwerp leidt tot lagere kosten.

7. Parameterstudie

Na het ontwerpen en de vergelijkingen is onderzoek gedaan naar de invloeden van de volgende:

- Stijghoogte grondwater
- Grondwaarden
- Voorspanning op grond
- Zettingen van het maaiveld bij een EEM-berekening in Plaxis

De onderzoeken vinden plaats met de uitgangspunten uit het definitieve diepwand ontwerp met voorspanning.

7.1 Beschouwing stijghoogten

In de ontwerpen wordt gerekend met de hoge stijghoogten van het grondwater. In dit onderzoek wordt ingegaan op de verschillen voor de hoge stijghoogten in vergelijking met de gemiddelde stijghoogten.

Voor dit onderzoek is het voorgespannen diepwand ontwerp, met bovenstempel, doorgerekend met een hoge en met een gemiddelde stijghoogte. Hierbij is gelet op de maximaal optredende momenten in beide situaties zoals te zien is in fig. 7.1.1. Ook is er gelet op de maximaal optredende vervormingen zoals weergegeven is in fig. 7.1.2.

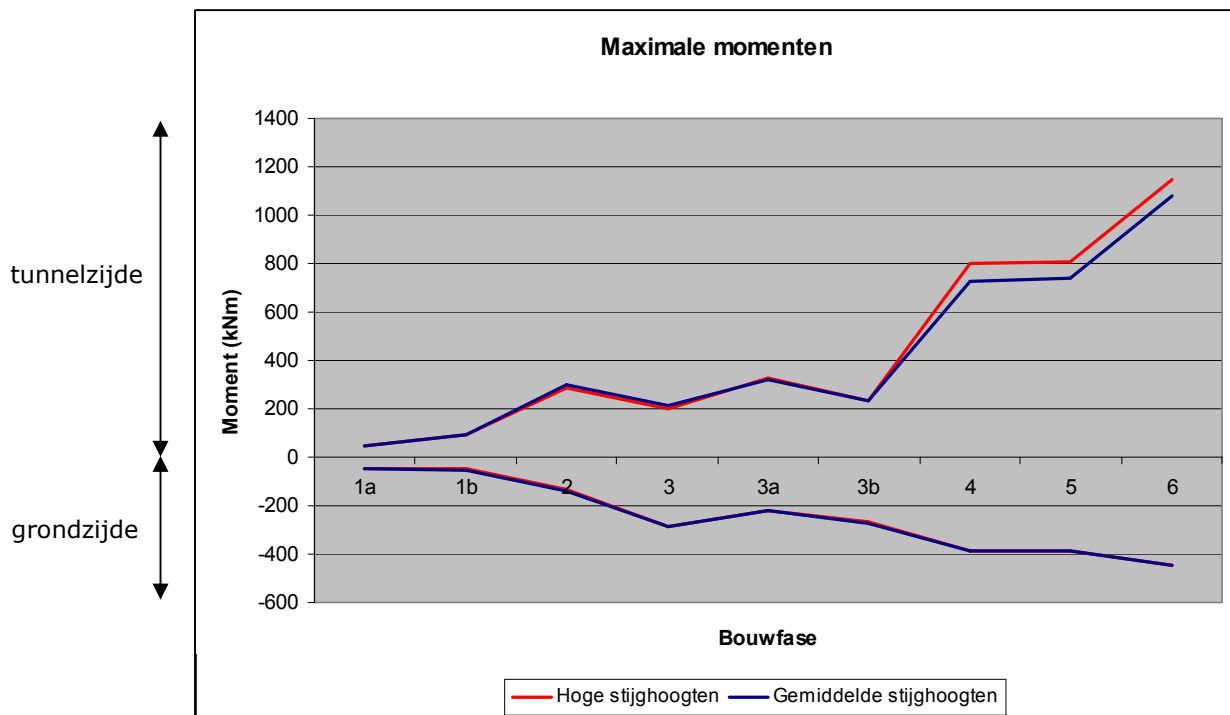


Fig. 7.1.1 Maximaal optredende momenten met verschillende stijghoogten

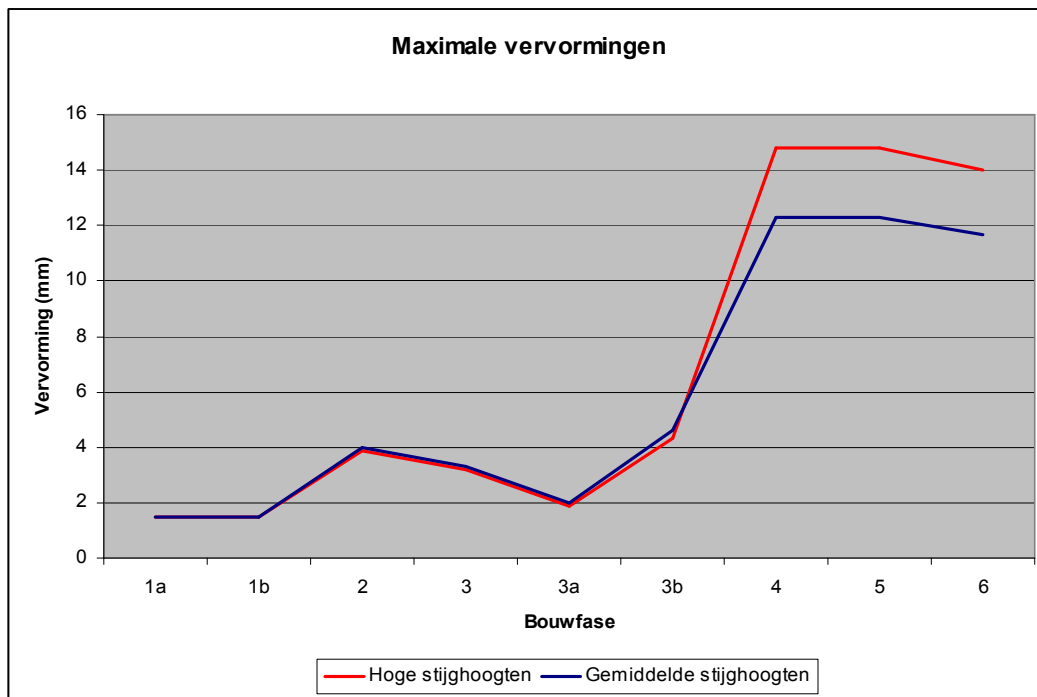


Fig. 7.1.2 Maximaal optredende vervormingen met verschillende stijghoogten

De momenten en vervormingen in bouwfase 1a tot en met 3b zijn voor beide situaties gelijk te stellen. Door de relatief beperkte ontgraving en beperkte waterdruk treden er in de bouwfases 1a tot en met 3b geen noemenswaardige verschillen op. In bouwfase 4 gaan zowel de ontgraving als de waterdruk een merkbare invloed uit oefenen, wat ook duidelijk zichtbaar wordt in zowel de momenten als de vervormingen.

In de volgende bouwfases blijven de verschillen tussen de beide situaties ongeveer gelijk. Voor de momenten is dit verschil 70kNm en voor de vervormingen 2,5mm. Hieruit blijkt dat de situatie met hoge stijghoogten de grootste momenten en vervormingen geeft.

Het gebruiken van de hoge stijghoogten is conservatief met enige marge ten opzichte van de verwachtingswaarde. Uit deze analyse volgt een risico voor de belendingen. Indien de onttrekking door DSM minder wordt zullen de momenten en vervormingen toenemen ten gevolge van de hogere waterdrukken. Door uit te gaan van de bovengrens van de waterdruk ontstaat er een veilig ontwerp.

7.2 Beschouwing grondparameters

In de ontwerpen is gerekend met de gemiddelde grondparameters. In dit onderzoek wordt er gelet op de verschillende resultaten tussen het toe passen van gemiddelde en lage grondparameters.

Voor dit onderzoek is het voorgespannen diepwand ontwerp, met bovenstempel, doorgerekend met gemiddelde en met lage grondparameters. Hierbij is gelet op de maximaal optredende momenten in beide situaties zoals te zien is in fig. 7.2.1. Ook is er gelet op de maximaal optredende vervormingen zoals weergegeven is in fig. 7.2.2.

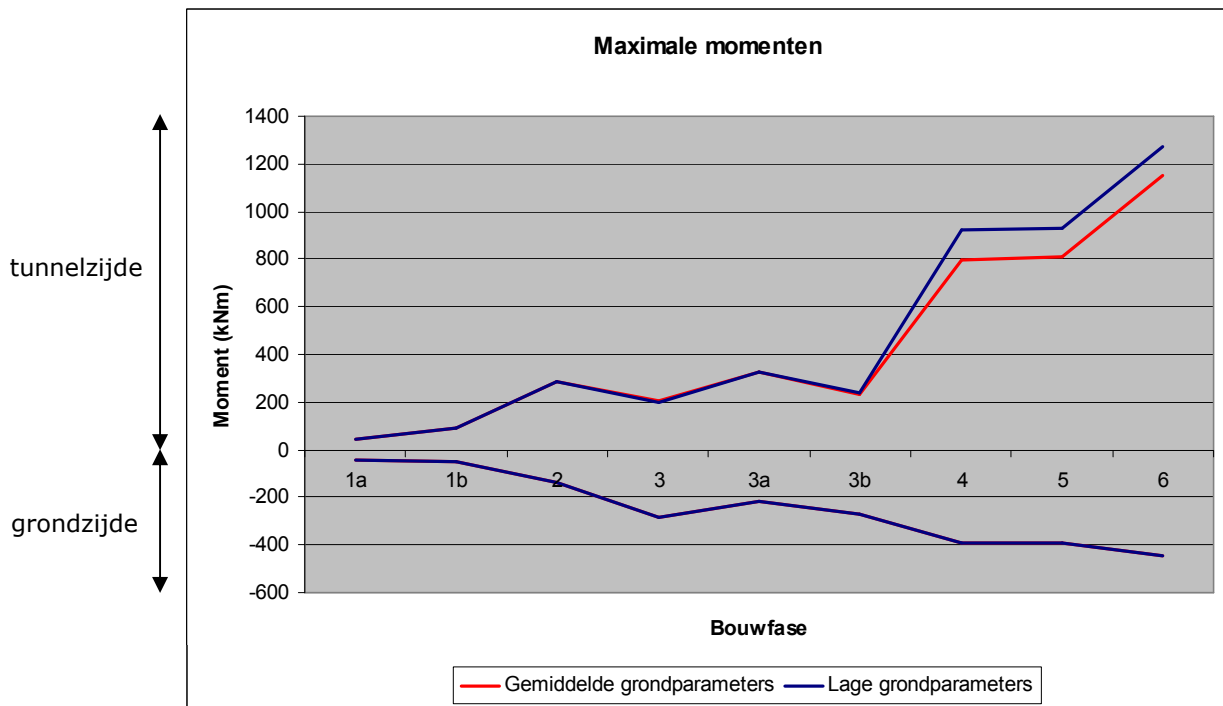


Fig. 7.2.1 Maximaal optredende momenten met verschillende grondparameters

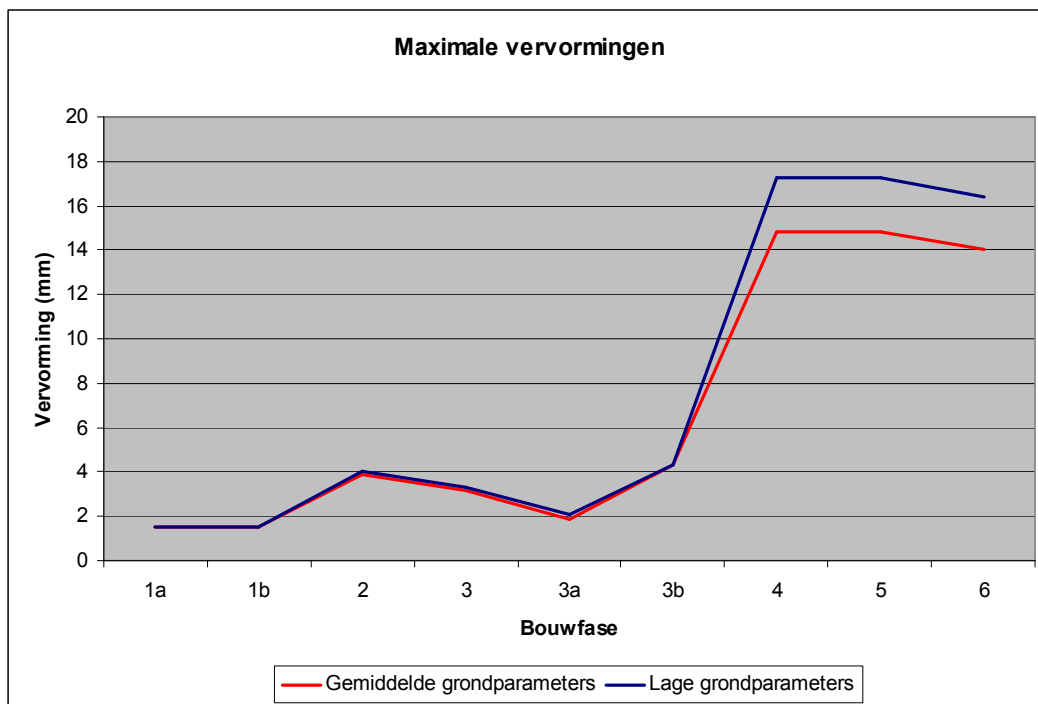


Fig. 7.2.2 Maximaal optredende vervormingen met verschillende grondparameters

De momenten en vervormingen in bouwfase 1a tot en met 3b zijn in beide gevallen ongeveer gelijk. Door de relatief beperkte ontgraving hebben de verschillende parameters nog weinig invloed op de momenten en vervormingen. Wanneer bij bouwfase 4 de diepe ontgraving plaatsvindt, wordt het verschil in grondparameters duidelijk zichtbaar. De lage grondparameters geven hier grotere momenten en vervormingen waarbij het verschil in de volgende

bouwfasen gelijk blijft. Voor de momenten is het verschil 125 kNm en voor de vervormingen 2,5 mm.

De aangehouden gemiddelde grondparameters liggen tussen de lage en hoge grondparameters. Door gedegen onderzoek is te verwachten dat deze gemiddelde waarden een reëel beeld geeft van de aanwezige grondparameters.

7.3 Onderzoek effecten voorspanning in relatie met de grond

In dit onderzoek is er verder ingegaan op de effecten die het voorspannen van diepwand heeft op de naastgelegen grond. De uitwerking is weergegeven in bijlage G.3

Door het aanbrengen van de voorspankracht verkort de diepwand met 3,2mm.

Deze verkorting($\varepsilon_{\max}$) treedt op aan de bovenzijde vanwege de neerwaartse belasting door het dakgewicht en de voorspankracht (fig. 7.3.1).

De korrelspanning is aan de bovenzijde minimaal en neemt toe in de diepte (fig. 7.3.2).

De verkorting van de diepwand leidt tot een wrijvingskracht op de omringende grond.

De wandwrijving is een functie van de verplaatsing, de korreldruk en de grondsamenstelling.

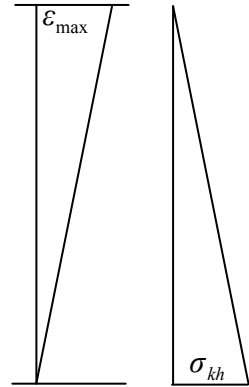


Fig. 7.3.1

Fig. 7.3.2

Door de verkorting wordt 50% van de wandwrijving ontwikkeld. Hierbij is de wandwrijving afhankelijk van de korrelspanning, dit betekent dat de wandwrijving aan de bovenzijde minimaal is en toeneemt met de diepte. De wandwrijving is bij zand, hoge waarde, ongeveer een derde van de korrelspanning

Met behulp van een integraalberekening is de totale wrijvingskracht als gevolg van de voorspanning bepaald, deze is 590kN. Deze optredende wrijvingskracht vermindert de effectieve normaalkracht ten gevolge van de voorspanning.

Door middel van het invoeren van de afname van de voorspanning in de diepwand berekening, blijkt het een toename te geven van het maximale moment van ongeveer 12 kN en toename van de maximale vervorming van 0,1 mm. Door de afname van de effectieve voorspanning neemt ook het scheurmoment af.

De afnemende voorspankracht door de wandwrijving wordt gecompenseerd met het gewicht van het dak en het aanwezige grondgewicht, dan wel negatieve kleef als gevolg van de horizontale vervormingen en opwaartse beweging van de diepwand ten gevolge van de zwel die ontstaat tijdens het ontgraven van de bouwkuip.

7.4 Verplaatsingen bij EEM-model

Ter vergelijking van het veren-model is een EEM-berekening gedaan in Plaxis. Hierbij wordt gelet op de verschillen tussen de rekenmodellen en getoetst of aan de zettingscriteria wordt voldaan.

De horizontale verplaatsingen (fig. 7.4.1) en de momenten (fig. 7.4.2) van de modellen worden met elkaar vergeleken.

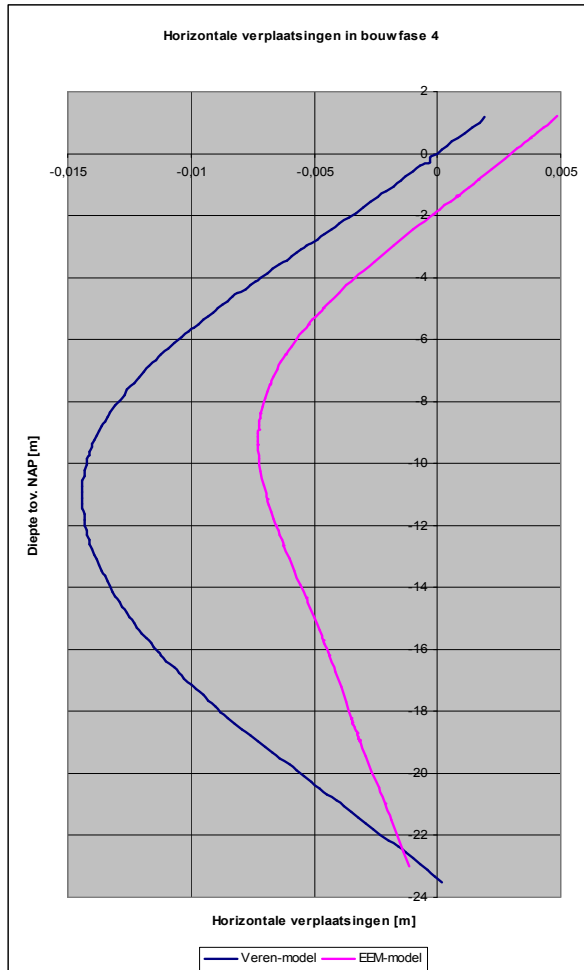


Fig. 7.4.1 Vergelijking horizontale verplaatsingen

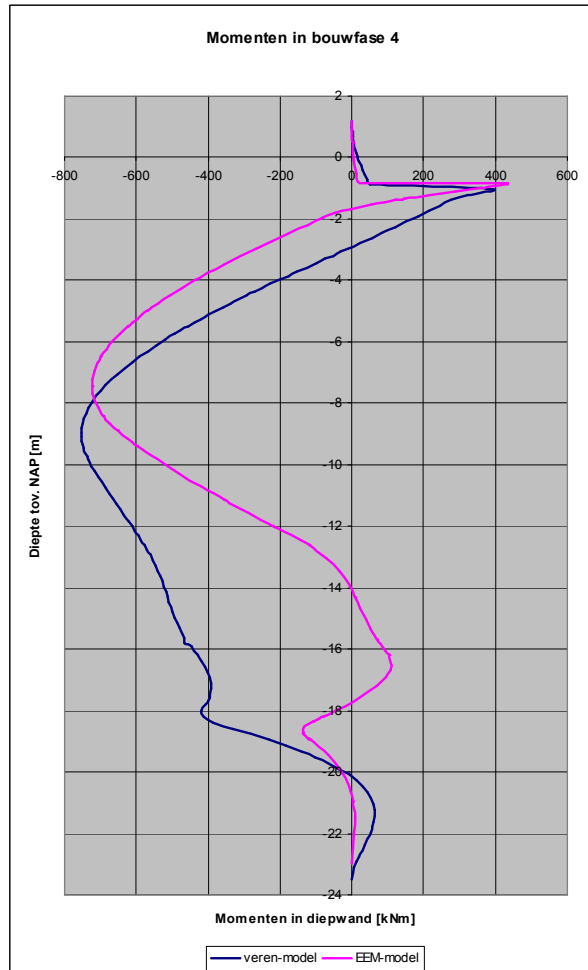


Fig. 7.4.2 Vergelijking momenten

De horizontale verplaatsingen zijn bij het EEM-model ongeveer 50% van de verplaatsingen uit het veren-model. Uit eerder berekeningen van het project bleek deze verhouding al. Het is te verklaren door de nauwkeurigere berekening van het EEM-model en de aanname van de gemiddelde rekenwaarden voor de grondparameters en grondwaterstand in het EEM-model, ten opzichte van de conservatieve rekenwaarden in het veren-model.

De momenten zijn voor beide modellen vergelijkbaar. In het EEM-model neemt het moment na het maximum, in de diepte, sneller af dan bij het veren-model. Dit is te verklaren door het stijvere gedrag van de diepe zandlagen in het EEM-model. Van zowel de horizontale verplaatsingen als de momenten zit de maximale waarde in het EEM-model in hogere grondlagen dan het veren-model.

Relatie diepwand – fundering

De relatie tussen de horizontale verplaatsingen van de diepwand en de verticale verplaatsingen van de fundering ter plaatse van Phoenixstraat 30 is weergegeven in fig. 7.4.3 en fig. 7.4.4

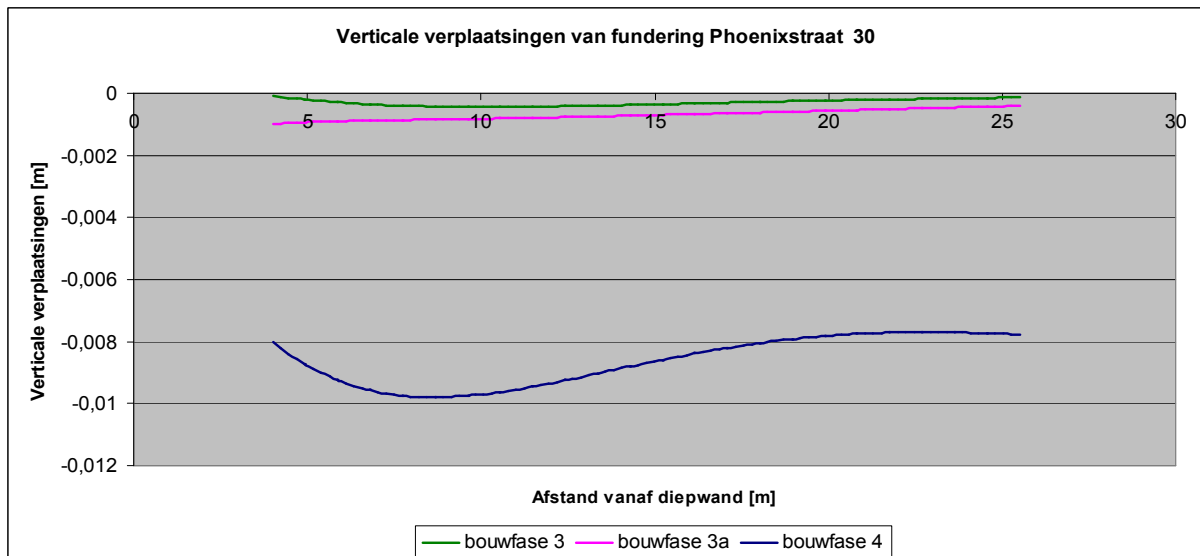


Fig. 7.4.3 Verticale verplaatsing van de fundering

Samenvatting bouwfasen:

Bouwphase 3: aanbrengen dak

Bouwphase 3a: voorspannen diepwand

Bouwphase 4: ontgraving voor aanbrengen vloer

In de bouwfasen 3 en 3a blijven zowel de horizontale als de verticale verplaatsingen beperkt. Zoals ook bij het veren-model gezien, nemen de verplaatsing aanzienlijk toe bij de ontgraving voor de vloer in bouwphase 4. In deze bouwphase is ook een duidelijke verticale zakking te zien van het maaiveld, dit is echter wel een gelijkmatige zakking waardoor de relatieve hoekverdraaiing beperkt blijft.

Door het opspannen van het bovenstempel en het aanbrengen van de voorspanning verplaatst de diepwand volgens de berekening tegen de grond in. Het is moeilijk te beoordelen of dit ook in werkelijk zal optreden.

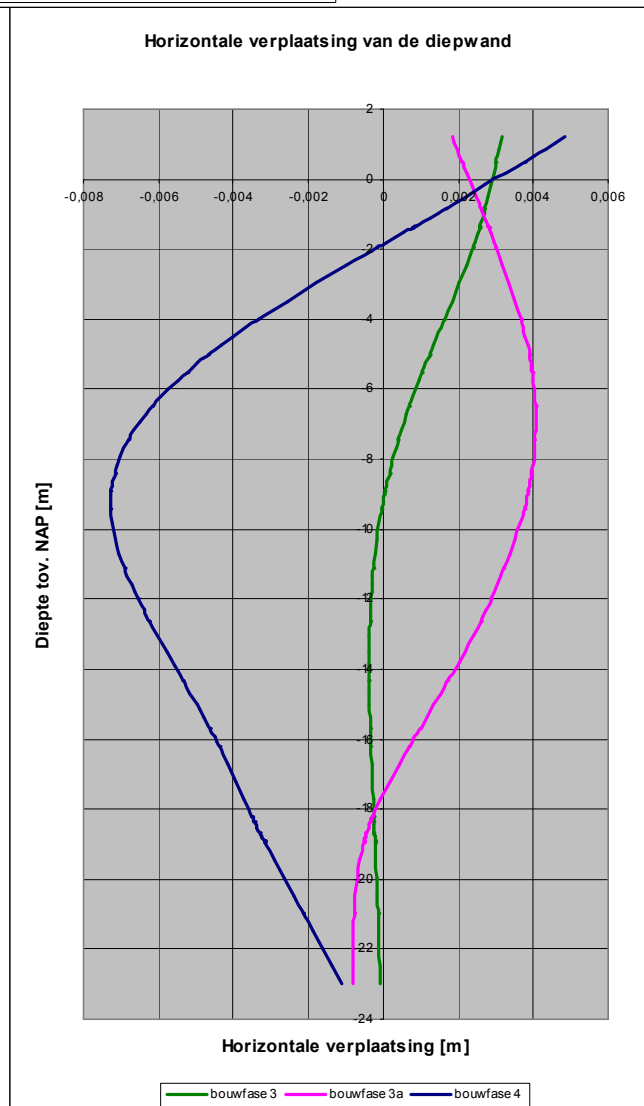


Fig. 7.4.4 Horizontale verplaatsingen van diepwand

Toetsing aan zettingscriteria

Vanuit de EEM-berekening kunnen de relatieve hoekverdraaiing en de horizontale rek bepaald worden. Door deze te toetsen door middel van het diagram van Boscarding & Cording kan bepaald worden of het voorgespannen diepwand ontwerp voldoet aan de zettingscriteria.

Voor de beschouwde locatie, Phoenixstraat 30, is de categorie verwaarloosbare schade van toepassing omdat het een pand in kwaliteitsklasse 4 betreft. Om aan de zettingscriteria te voldoen moet de combinatie van de horizontale rek en de relatieve hoekverdraaiing binnen het rode gebied vallen in fig. 7.4.5.

De combinatie van de horizontale rek en de relatieve hoekverdraaiing wordt door middel van gekleurde punten weergegeven in fig. 7.4.5.

Bouwfase 3a

Gemiddelde horizontale rek: $\varepsilon_h = 0,123 \cdot 10^{-3}$

Maximale relatieve hoekverdraaiing: $\beta_{\max} = 0.69 \cdot 10^{-3}$

Bouwfase 4

Gemiddelde horizontale rek: $\varepsilon_h = 0,061 \cdot 10^{-3}$

Maximale relatieve hoekverdraaiing: $\beta_{\max} = 0.63 \cdot 10^{-3}$

Ter vergelijking bouwfase 4 bij de variant met stempels

Gemiddelde horizontale rek: $\varepsilon_h = 0,089 \cdot 10^{-3}$

Maximale relatieve hoekverdraaiing: $\beta_{\max} = 0.74 \cdot 10^{-3}$

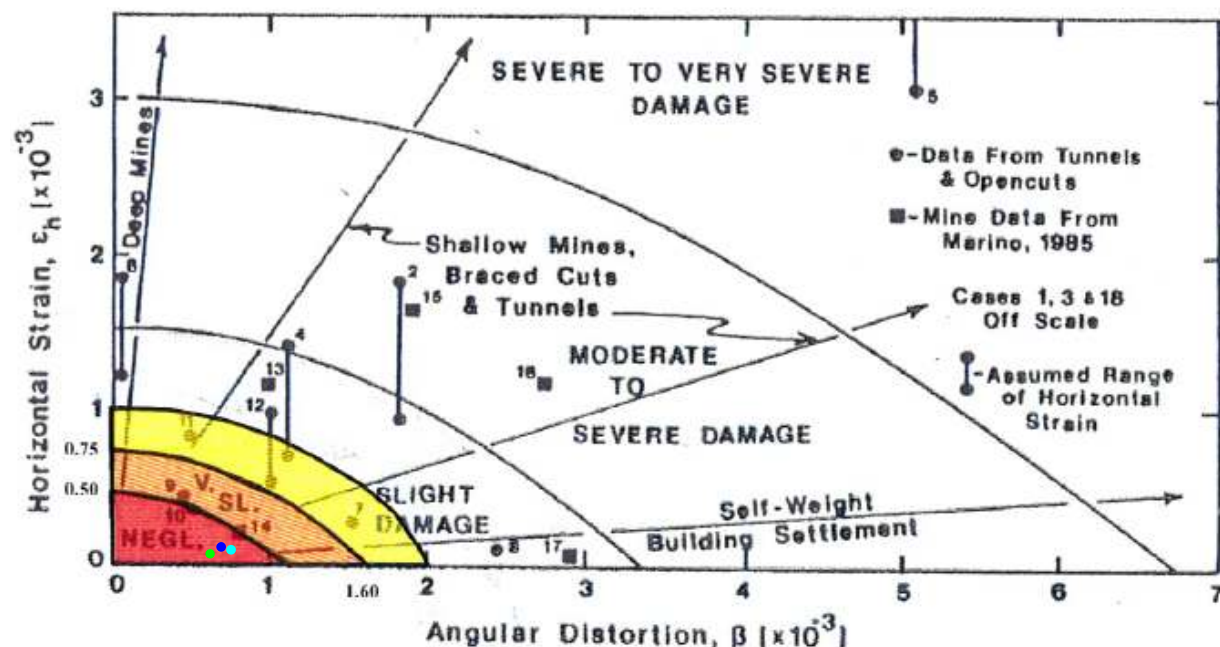


Fig. 7.4.5 Diagram voor Spoorzone Delft op basis van Boscarding & Cording

Uit fig. 7.4.5 blijkt dat de gecombineerde waarden van het voorgespannen diepwand ontwerp voor beide varianten, op de beschouwde locatie, voldoet aan de gestelde zettingscriteria.

8. Eindconclusie en aanbevelingen

Vanuit het onderzoek zijn een aantal conclusies getrokken. Deze worden opgesplitst in technische en economische conclusies. Binnen deze conclusies worden eerst de algemene genoemd, daarna volgen de specifieke voor "Spoorzone Delft".

Vervolgens worden er een aantal aanbevelingen gegeven vanuit de inzichten en de uitkomsten van het onderzoek.

Technische conclusies

- Een voorgespannen diepwand is met de huidige middelen technisch haalbaar. Door het voorspannen van de diepwand wordt deze stijver, waarbij het scheurmoment toeneemt en waardoor de horizontale verplaatsingen verminderen.
- Het is ook mogelijk om excentrische voorspanning toe te passen, de excentriciteit is voor minimaal een derde effectief, vanwege het niet vrij kunnen vervormen door de aanwezige grondbedding. Met een excentrisch voorgespannen diepwand en een opgespannen stempel boven het dak worden de vervormingen tot het minimum beperkt.
- Voor een diepwand met stempels met een hoge opspankracht is een zelfde vervormingsoppervlak te bereiken als bij een voorgespannen diepwand. De maximale vervormingen zijn bij stempels echter groter.
- Beide varianten hebben risico's. Voor de voorspan variant zijn er echter meer correctieve maatregelen mogelijk dan bij een stempel variant. Door het innovatieve karakter van voorspanning heeft dit nog een traject van detaillering en optimalisatie voor zich.
- Voor het project "Spoorzone Delft" kan ruimschoots aan de vervormingseis voldaan worden door het toepassen van een opgespannen bovenstempel en voorspanning.

Economische conclusies

- Het toepassen van voorgespannen diepwanden, bij het prijspeil juli 2009, is economisch haalbaar vanaf een bouwkuipbreedte van 20m. Hierbij blijkt de haalbaarheid hoofdzakelijk afhankelijk te zijn van de bouwkuipbreedte en de kostprijs van voorspanning.
- Door het toepassen van voorspanning worden de werkzaamheden met betrekking tot het tussenstempel uit het kritieke pad gehaald waardoor tijdswinst ontstaat in de planning.
- Door het innovatieve karakter van voorgespannen diepwanden kunnen hogere kosten ontstaan ten gevolg van de detaillering. Verder optimalisatie zal tot lagere kosten leiden.
- Ter plaatse van de beschouwde locatie, Phoenixstraat 30, is het economisch gezien niet interessant om voorspanning toe te passen.

Eindconclusie

Een diepe bouwkuip in stedelijk gebied met strikte horizontale vervormings- en trillingseisen kan met beperkte risico's worden gerealiseerd door middel van voorgespannen diepwanden.

Aanbevelingen

Bij het uitwerken zijn verschillende punten opgemerkt maar niet verder onderzocht. Deze worden hier weergegeven als aanbeveling voor verder onderzoek. Dit betreft de volgende punten:

- Indien er snel verlopende ontlasting van de gronddruk tegen de excentrische voorgespannen diepwand optreedt, heeft dat direct invloed op de krachtswerking in de diepwand, omdat de mate van de verhinderde kromming afneemt. In dit geval nemen de momenten in de wand af.
- In welke mate tijdsafhankelijke vervormingen ten gevolge van krimp, kruip en temperatuurvermindering invloed hebben op de mate van vermindering is onbekend en moet bij dikkere constructies nader worden onderzocht.
- Ter beheersing van ontwerp- en uitvoeringsrisico's is een uitgebreidere detaillering nodig voor het opspannen en aanbrengen van de voorspanning in de wapeningskorven.

Literatuurlijst

- Bruggeling, Ir. A.S.G. (1953). Voorgespannen beton, Uitgeverij Waltman, Delft
- Boon, S.J. (2001) Assessing Construction and settlement-induced building damage: a return to fundamental principles, Institution of Mining and Metallurgy, London
- Boscarding, M (1998). Ground movement, building response, and protective measures, American Society of Civil Engineers
- Burland, J.B. (2001). Building response to tunnelling, Cambridge
- Centrum voor Ondergronds Bouwen (2000). Handboek ondergronds bouwen, Deel 2 – Bouwen vanaf het maaiveld, Rotterdam
- DHV/TEC/Bentham Crouwel (2006). Eindrapportage fase II: Settlement Risk Assessment, Voor Spoorzone Delft
- Federation of Piling Specialists, (1999). The essential guide to the ICE specification for piling and embedded retaining walls, Telford, London
- Geodelft, (2006). Realisatie Spoortunnel te Delft, Beschrijving ondergrond en beschikbaar gesteld onderzoek
- Gerritsen, ir.J. en ing.H.E.Brassinga (1993). Willemsspoortunnel Rotterdam, Het bestek 'Station Blaak', Cement nr.12 1993
- Grontmij, (2009). Geotechnisch rapport Phoenixstraat, SSD-DO-RAP-1.1.36-GT-0003
- Grontmij, (2008). Ontwerpnote onderhandelingsontwerp, SSD-OH-NOT-S1-001
- Hajnal, I. (1984). Construction of diaphragm walls, A Willy-Interscience Publication, Boedapest
- Kimenai, ir. M.C.W. (2008) Nieuwbouw bestuurscentrum Rabobank Utrecht krijgt uitgebalanceerde funding, Geotechniek
- Libby, James R. (1990). Modern prestressed concrete design principles and construction methods, Van Nostrand Reinhold, London
- Ou, Chang-Yu. (2006). Deep Excavation: Theory and Practice, Taylor and Francis, London
- Paul, David B. (1992). Slurry wall: design, construction, and quality control, ASTM, Philadelphia
- Prorail, (2007). Vraagspecificatie voor het project 'Spoor & Stad Delft', Document 01 – Eisen specificatie Tunnel & Station Delft
- Puller, Malcolm (2003). Deep Excavation: a practical manual, Telford, London
- Stichting PAO (2001). Damwandconstructies en bouwputten: PAO cursus, PAO, Delft
- Walraven, Prof. dr. ir. J.C. (2006). Prestressed Concrete, TUD, Delft
- Wit, de J.C.W.M (2002) Full scale test on environmental impact of diaphragm wall trench installation in Amsterdam, Toulouse
- Xanthakos, Petros P. (1994). Slurry walls as structural systems, US, McGraw-Hill