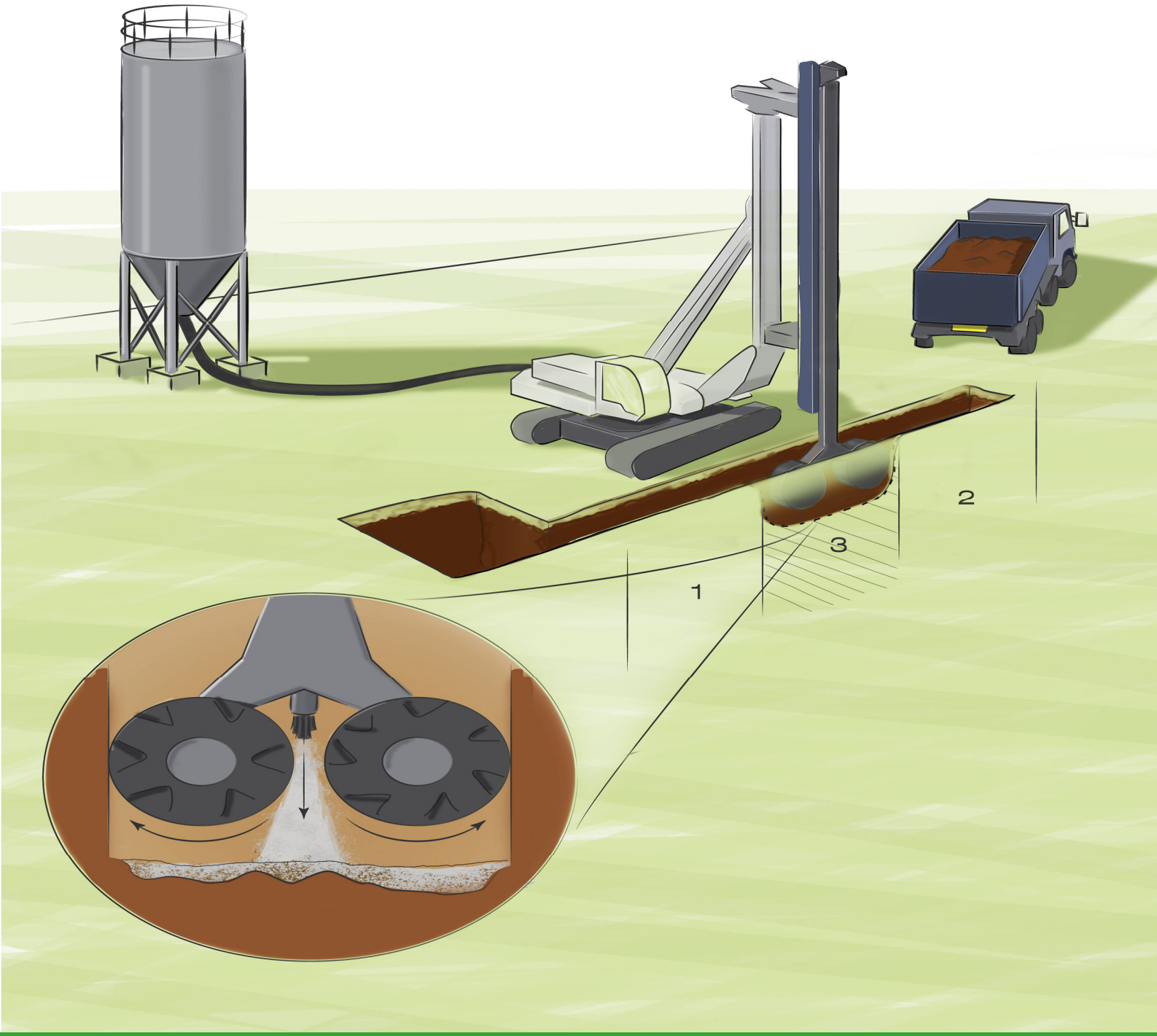


Cutter Soil Mix Wanden

Analyse, modellering en rekenmethode constructief gedrag

CIE5060-09 MASTER THESIS
BAM INFRACONSULT / TU DELFT
MEI 2014

J.C. Kimman

Auteur

Naam:	J.C. Kimman
Studienummer:	1354035
E-mailadres:	mail@kimman.nu

Studie

Technische Universiteit Delft
Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen
Sectie Structural Engineering
CIE 5060-09 Master Thesis

Afstudeercommissie

Prof. ir. A.Q.C. van der Horst	(TU Delft, structural engineering, voorzitter)
Prof. dr. ir. J.C. Walraven	(TU Delft, betonconstructies)
Dr. ir. drs. C.R. Braam	(TU Delft, betonconstructies)
Ir. W.J. Bouwmeester-van den Bos	(TU Delft, materiaaltechnologie)
Ir. P.A.J. Meijvis	(BAM Infraconsult, dagelijks begeleider)

VOORWOORD

Dit rapport is geschreven als afstudeeronderzoek (CIE5060-09) ter afsluiting van de master Structural Engineering aan Delft University of Technology. Het afstudeeronderzoek is bedoeld als reflectie van de opgedane kennis van de student over de leerperiode van zowel de Bachelor Civiele Techniek als de Master Structural Engineering, toegepast op een huidig ingenieursvraagstuk.
Het onderzoek is uitgevoerd in samenwerking met BAM Infraconsult te Gouda en is geschreven als opzet tot een beter begrip van het constructieve gedrag van cutter soil mix wanden.

Voor lezers geïnteresseerd in de technische kant van cutter soil mix wanden wordt Hoofdstuk 3 aangeraden. Voor de uitgevoerde proeven op balken in beton en soil mix en de bijbehorende resultaten wordt verwezen naar Hoofdstuk 5. Voor de validatie met de case tunnel Hondsrugweg Emmen en de conclusies wordt verwezen naar Hoofdstuk 7 en Hoofdstuk 8.
Voor overige ontwerpvlakken van cutter soil mix, zoals de duurzaamheidsaspecten van het materiaal, wordt verwezen naar het parallel onderzoek van Wilhelm Kanis "*Exploratory research to the durability of the Cutter Soil Mix (CSM) prepared with loam*" (Kanis, 2013).

Dank gaat uit naar de afstudeercommissie voor begeleiding, advies en kritische reviews omtrent het uitgevoerde werk. Daarnaast speciale dank voor de begeleiding van Wim Heerens (BAM Infraconsult) tijdens het voorbereiden en uitvoeren van de beproevingen alsmede zijn kennis omtrent het opzetten van beproevingen.
Ook wil ik mijn directe omgeving bedanken voor alle gedachtewisselingen, afleidingen en hulp tijdens en rondom het afstuderen. Tot slot veel dank aan mijn ouders voor hun onvoorwaardelijke steun gedurende de studietijd.

Delft, mei 2014
J.C. Kimman

SAMENVATTING

Cutter soil mix is een relatief nieuwe techniek om grond- en/of waterkerende wanden te construeren als permanente constructie. In het verlengde van het project *tunnel Hondsrugweg, Emmen,* waar cutter soil mix wanden worden toegepast, wordt onderzoek gedaan naar de constructieve werking van cutter soil mix wanden.
Een cutter soil mix wand is een in de grond gevormde wand en is opgebouwd uit panelen van 2,4 tot 2,8 meter breed bij 0,55 tot 1,2 meter dik. Tijdens het productieproces wordt de bestaande grond gefreesd tot de gewenste diepte en geïnjecteerd met een dämmermengsel op basis van cement. Het mengsel bindt de aanwezige grond tot een drukvast materiaal waarna er door het inhangen van staalprofielen de buigcapaciteit van de doorsnede vergroot wordt. Omdat soil mix materiaal cementgebonden is, ontstaat de analogie met beton. Doordat de cutter soil mix techniek gebruik maakt van de aanwezige grond, zijn toeslagmaterialen afwezig en is de druksterkte bovendien project afhankelijk.

Waar er voor beton een uitgebreide normering voor het ontwerpen van constructies met een gedefinieerd veiligheidsniveau bestaat, is er geen normering toegespitst op het gebruik van cutter soil mix materiaal. Wanneer het constructieve gedrag van doorsneden met cutter soil mix in overeenkomst blijkt met de normering en mechanica van beton, Eurocode 2, kan er vanuit de achtergrond van beton worden aangetoond dat ontwerpen met cutter soil mix materiaal aan het gestelde veiligheidsniveau voldoet. Daaruit volgt de hypothese dat cutter soil mix als beton en dus met behulp van de huidige betonnormen benaderd kan worden. De onderzoeksvraag is gesteld als: *"Zijn Cutter Soil Mix wanden met behulp van Eurocode 2 te berekenen?"*
De toepasbaarheid van de betonnorm met betrekking tot cutter soil mix doorsneden wordt onderzocht door een analyse van het constructieve gedrag op basis van proefstukken en literatuur. Met de betonnorm als uitgangspunt, ligt de nadruk van het onderzoek op de interactie tussen staalprofiel en het cutter soil mix materiaal. De volledige constructieve werking van een cutter soil mix wand wordt daarbij kort beschouwd om vervolgens te convergeren naar de samengestelde doorsnede van staal met soil mix.

De verticale krachtswerking van een cutter soil mix wand wordt, net als bij elke andere diep- of damwand, verzorgd door middel van puntweerstand en schachtwrijving. De horizontale krachtswerking wordt verzorgd door het mechanisme van boogwerking. Door het opgesloten vervormingsveld ontstaat er een boogwerking tussen de staalprofielen waarmee de horizontale afdracht van 'ongewapende' naar 'gewapende' soil mix wanddelen plaatsvindt. Deze 'gewapende' soil mix doorsnede betreft een combinatie van staalprofiel met soil mix materiaal waarvan de samenwerking tussen de twee componenten onderzocht is door middel van proefstukken.

De uitgevoerde vierpuntsbuigproeven op soil mix balken met staalprofiel zijn vergeleken met twee modellen die, gebaseerd op Eurocode 2, het constructieve gedrag beschrijven. Het eerste model is exact in overeenkomst met de modellering van betonnen liggers en wapeningsstaven. Het tweede model gebruikt de werking van het staalprofiel als geheel element. De materiaaleigenschappen en relaties van het soil mix materiaal zijn daarbij niet dezelfde als die van beton. Voor relaties in de modellen is er gebruik gemaakt van literatuur afkomstig uit Belgisch onderzoek, "*Soil mix walls as retaining structures – Mechanical characterization*" (Denies, et al., 2012) en *"Exploratory research to the durability of the Cutter Soil Mix (CSM) prepared with loam"* (Kanis, 2013). Naast data uit de literatuur wordt gebruik gemaakt van proefresultaten uit het project *tunnel Hondsrugweg, Emmen.*

Na analyse van de resultaten van de vierpuntsbuigproeven in vergelijking met de modellen blijkt dat het constructieve gedrag van cutter soil mix balken beschreven kan worden volgens het rekenmodel 'samengestelde ligger'. Het model 'samengestelde ligger' uit paragraaf 6.2 is gebaseerd op evenwichten en het moment-kappa diagram volgens Eurocode 2. Het is daarmee direct gerelateerd aan de betonmechanica. In afwijking van de betonmechanica wordt de samengestelde buigstijfheid anders benaderd. De buigstijfheid is gebaseerd op de bijdragen van het ongescheurde veronderstelde deel soil mix, het staalprofiel en de excentriciteit van beide componenten ten opzichte van het bijbehorende zwaartepunt van de doorsnede. De limieten van het model volgen uit de analyse van de bezwijkmechanismen in paragraaf 6.1 en zijn geformuleerd als:

- het staalprofiel dient zich niet geheel buiten de drukzone van de doorsnede te bevinden;
- de aanhechtspanning dient de aanhechtspanning volgens "*Richtlijnen Ontwerp Kunstwerken*" Artikel 8.4.2 niet te overschrijden.

Indien het staalprofiel zich buiten de drukzone bevindt, is samenwerking en daarmee de toepassing van het samengestelde ligger model niet langer mogelijk. De directe excentriciteit is dan afwezig en zal de wand volgens de vakwerkanalogie doorgerekend moeten worden. Uit de proefresultaten is gebleken dat de limiet van de doorsnede dan te beschrijven is volgens de dwarskrachtcapaciteit, NEN-EN 1992-1-1 Art. 6.2.3, en voldoende verankeringslengte. Beide limieten zijn geheel in overeenkomst met Eurocode 2.

Met de momentcapaciteit van de cutter soil mix doorsnede kan er aan de hand van CUR 166 voor damwandconstructies een volledige cutter soil mix wand ontworpen worden. Een cutter soil mix doorsnede is dus met behulp van delen uit Eurocode 2 te berekenen. Voor een volledige benadering van het constructieve gedrag van cutter soil mix wanden dient er ook gebruik gemaakt te worden van de betonmechanica, CUR 166, Eurocode 0, 1, 6, 7 en de *Richtlijnen Ontwerp Kunstwerken* in verband met glad staal..

Ter controle van de toepasbaarheid van het model is een cutter soil mix wand uit het project *tunnel Hondsrugweg, Emmen* nagerekend op momentcapaciteit. Hierbij is in Hoofdstuk 7 aangetoond dat er volgens het model 'samengestelde ligger' voldoende capaciteit in de cutter soil mix wand aanwezig is ten opzichte van de maatgevende belastingsombinatie. Uit de controle volgt ook dat het gebruikte model in 'Scia Engineer' overeenkomt met de resultaten volgens het voorgestelde 'samengestelde ligger' model.

Op basis van de gevonden resultaten, de verificatie volgens literatuur en het genoemde project volgt dat de capaciteit van een cutter soil mix doorsnede te voorspellen is aan de hand van de betonmechanica. Het verkregen inzicht en voorgestelde model volgens dit onderzoek kunnen daarom gebruikt worden als achtergrond bij het ontwerpen van toekomstige constructies met cutter soil mix materiaal. Men dient wel te realiseren dat er per project een andere grondslag aanwezig kan zijn. Door de invloed van de grondslag op de druksterkte heeft dit mogelijk gevolgen voor de toepasbaarheid van het model.

ABSTRACT

Cutter soil mix is a rather new technique for constructing retaining walls as a permanent structure. This study on the structural behaviour of cutter soil mix walls is carried out in parallel to the project *tunnel Hondsrugweg, Emmen* in which cutter soil mix walls are used..
Cutter soil mix walls are in-situ constructed walls using overlapping panels typically 2.4 to 2.8 by 0.55 to 1.2 meters to form a continuous retaining structure. During the construction process the existing soil is mixed and injected with a dämmer mixture. The mixture is based on cement and binds the surrounding soil to form the final panel. The strength and bending capacity of the wall are enhanced by lowering steel beams in the still unhardened panels.
Because the cutter soil mix material uses cement as a binder a concrete like material is formed. However by mixing the existing soil the resulting mixture lacks aggregates and its compressive strength may vary per project.

For concrete a comprehensive background on its properties and behaviour is present by means of concrete codes. For soil mix material this background does not exists. If it can be shown that the structural behaviour of cutter soil mix cross sections is in correspondence with the concrete background and code, Eurocode 2, designs using cutter soil mix can be proven safe. Because of this the main question in this study is formulated as: *"Can Cutter Soil Mix walls be calculated with the aid of Eurocode 2".*
The applicability of the concrete code with respect to cutter soil mix cross sections will be studied using both test samples and literature. Using the concrete code as a starting point for cutter soil mix the scope of this study will be on the interaction between the soil mix material and the steel member. The entire structural behaviour of the cutter soil mix wall will be addressed briefly in order to converge from the external load-bearing mechanism to the internal mechanism and the interaction between the two components.

Vertically the load-bearing mechanism is the same as with any other diaphragm or sheet pile wall using wall friction and the cone resistance of the soil. Horizontally cutter soil mix walls use the mechanism arching to convey the external load via pressure arch to the sections of soil mix with steel members. The behaviour of this combined cross section under loading is tested using four point bending tests and scaled beams. These tests are compared with two different models, both describing the structural behaviour based on Eurocode 2. The first model is in total agreement with the concrete code considering the steel member as two separate reinforcement components combined with shear reinforcement. The second model uses the steel member as one whole component. The material properties used in the models are not the same as those for concrete. Instead the material properties for the soil mix material are derived from literature using a Belgian study, "*Soil mix walls as retaining structures – Mechanical characterization*" (Denies, et al., 2012) and *"Exploratory research to the durability of the Cutter Soil Mix (CSM) prepared with loam"* (Kanis, 2013). In addition to this literature, test results from the project *tunnel Hondsrugweg, Emmen* are used as well.

Resulting from the four point bending tests, the model 'combined cross section', described in paragraph 0, should be used to predict the behaviour and capacity of the soil mix samples. The model is based upon the characteristic points of the moment curvature diagram and uses Eurocode 2 to calculate the several equilibrium states of the cross section. The model differs from the concrete code in the calculation of the bending stiffness. The combined bending stiffness of cutter

soil mix is based on the uncracked soil mix section, the steel section and the eccentricity of both components with respect to the centre of gravity of the cross section. The limitations of the model are derived from the failure mechanisms found in the bending test and are described in paragraph 6.1 as:

- The steel section must not be fully located outside the compression zone of the cross-section;
- The bond strength according to *Richtlijnen Ontwerp Kunstwerken* Art. 8.4.2 is not exceeded.

If the first condition is not met, the combined cross section is no longer present. Cooperation between the different components can then only be achieved using a truss mechanism. The limitations for that mechanism are based on the unarmed shear capacity, NEN-EN 1992-1-1 Art 6.2.3, as well as the required anchorage length, NEN-EN 1992-1-1 Art. 8.4, both in agreement with the Eurocode 2.

When the moment capacity of the soil mix cross section is known the entire cutter soil mxi wall can be designed using CUR 166. In doing so the cutter soil mix cross section can be calculated using parts of Eurocode 2 and the proposed model. In order to describe the entire structural behavior of cutter soil mix walls one should also use concrete mechanics, CUR 166, Eurocode 0, 1, 6, 7 and *Richtlijnen Ontwerp Kunstwerken*.
Using the 'combined cross section' model the cutter soil mix design used in the project *tunnel Hondsrugweg, Emmen* is checked for its bending capacity. In Chapter 7 it is shown that the capacity of the cutter soil mix wall is sufficient with respect to the significant loading case. It is also shown that the used cross section model in 'Scia Engineer' corresponds with the described 'combined cross section' model in this report.

The lessons learned and the proposed model can be used as background material in future cutter soil mix designs. It should be kept in mind that calculations and material properties are strongly dependent on the compressive strength of the soil mix material. With its dependence on the existing soil the value of the compressive strength and with that the applicability and accuracy of the proposed model may vary per project.

INHOUDSOPGAVE

VOORWOORD III
SAMENVATTING IV
ABSTRACT VI
AFKORTINGEN EN SYMBOLEN XI

HOOFDSTUK 1. CUTTER SOIL MIX WANDEN 15
1.1 Grondkerende wanden 15
1.2 Uitvoeringsprocessen diepwanden en cutter soil mix 16

HOOFDSTUK 2. ONDERZOEKSOMSCHRIJVING 19
2.1 Onderzoeksaspecten cutter soil mix materiaal 19
2.2 Onderzoeksvraag cutter soil mix wanden 20

HOOFDSTUK 3. ANALYSE CUTTER SOIL MIX WANDEN 23
3.1 Externe krachtsafdracht 23
3.2 Interne krachtsafdracht 24
3.3 Scheurvorming 27
3.4 Eigenschappen cutter soil mix materiaal 29
3.5 Samenvatting analyse en speerpunt onderzoek 34

HOOFDSTUK 4. TOLERANTIES EN FACTOREN 35
4.1 In-situ 35
4.2 Veiligheidsfactoren 36
4.3 Factoren Scheurwijdte 38
4.4 Samenvatting onzekerheden 38

HOOFDSTUK 5. BEPROEVING SAMENGESTELDE DOORSNEDE 39
5.1 Uit te voeren proeven 40
5.2 Resultaten proeven 43
5.3 Modellering 47
5.4 Verificatie materiaaleigenschappen 51

HOOFDSTUK 6. ANALYSE RESULTATEN 53
6.1 Analyse vierpuntsbuigproeven 53
6.2 Modellen versus meting 55
6.3 Scheurvorming 59
6.4 Verificatie aannames 60
6.5 Samenvatting analyse resultaten 61

HOOFDSTUK 7. CASE TUNNEL HONDSRUGWEG 63
7.1 Eigenschappen doorsnede 63
7.2 Plaatsingsafwijkingen en toleranties 64
7.3 Momentcapaciteit nacalculatie 65
7.4 Berekeningsmethodiek Emmen 65

HOOFDSTUK 8. CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN 67
8.1 Conclusies 67
8.2 Aanbevelingen 68

HOOFDSTUK 9. REKENMODEL 69

REFERENTIES 69
LIJST VAN FIGUREN EN TABELLEN 77

BIJLAGE A LITERATUUR A-1
BIJLAGE B PROEFPLAN B-1
BIJLAGE C MAPLE SHEETS REKENMODELLEN C-1
BIJLAGE D PROEFRESULTATEN D-1
BIJLAGE E REKENSHEET CUTTER SOIL MIX WAND E-1

AFKORTINGEN EN SYMBOLEN

Afkortingen

CSH	-	Calcium Silicaat Hydraat
CSM	-	Cutter Soil Mix
DSM	-	Deep Soil Mixing
MIP	-	Mixed In Place
NC	-	Normaalkrachtencentrum / Zwaartepunt
SF	-	Safety Factor / Veiligheidsfactor
SLS / BGT	-	Servicability limit state / Bruikbaarheid grenstoestand
SMW	-	Soil Mixing Wall
UCS	-	Ultimate Compressive Strength
ULS / UGT	-	Ultimate limit state / Uiterste grenstoestand
WTCB	-	Wetenschappelijk en Technisch Centrum voor het Bouwbedrijf

Eenheden

kg	-	Kilogram
mm	-	Millimeter
cm	-	Centimeter
m	-	Meter
min	-	Minuut
MPa	-	Megapascal
N	-	Newton
kN	-	Kilonewton
kPa	-	Kilopascal

Symbolen (Grieks)

α	-	Hoek in graden
α_{cc}	-	Langeduursterkte factor tbv druk
α_{ct}	-	Langeduursterkte factor tbv trek
α_e	-	Vergrotingsfactor samengestelde elasticiteitsmodulus; $\frac{E_{staal}}{E_{soilmix}}$
β	-	Beta
γ_c	-	Materiaal factor beton
γ_m	-	Materiaal factor
γ_r	-	Veiligheidsfactor tbv de weerstand
γ_S	-	Veiligheidsfactor tbv de belasting
γ_s	-	Materiaal factor staal
Δ	-	Delta
ε_c	-	Betonrek
ε_{c3}	-	Rek bij betonstuik
ε_{cm}	-	Gemiddelde betonrek
ε_{cu3}	-	Rek bij bezwijken
ε_s	-	Rek in wapening
ε_{sm}	-	Gemiddelde rek in wapening
ε_{ud}	-	Uiterste ontwerprek
ε_{uk}	-	Uiterste karakteristieke rek

K	-	Kromming
μ	-	Mu
π	-	Pi
ρ	-	Wapeningsverhouding
ρ_{eff}	-	Effectieve wapeningsverhouding
σ	-	Spanning
σ_{ct}	-	Beton trekspanning
σ_s	-	Staalspanning
σ_{sr}	-	Staalspanning op moment van scheuren
τ_{bm}	-	Gemiddelde aanhechtspanning
ϕ	-	Phi / hoekverdraaiing
Ø	-	Diameter

Symbolen (Latijns klein)

b	-	Breedte van de doorsnede
b_{fl}	-	Breedte flens staalprofiel
c	-	Dekking
$d_{wapening}$	-	Afstand tot wapening (vanaf bovenste vezel)
f_{cd}	-	Design druksterkte
f_{ck}	-	Karakteristieke drukstrekte
f_{cm}	-	Gemiddelde druksterkte
$f_{ctk,0.05}$	-	5% ondergrens karakteristieke treksterkte
$f_{ctk,0.95}$	-	95% bovengrens karakteristiek treksterkte
f_{ctm}	-	Gemiddelde treksterkte
f_{yd}	-	Vloeispanning
h_{eff}	-	Effectieve hoogte
k_1	-	Aanhechtingsfactor tbv scheurwijdte
k_2	-	Belastingswijze factor tbv scheurwijdte
k_3	-	Correctiefactor middels betonproeven tbv scheurwijdte
k_4	-	Correctiefactor middels betonproeven tbv scheurwijdte
k_t	-	Belastingduur factor
k_x	-	Factor toegestane scheurwijdte
l_t	-	Transmissie lengte / overdrachtslengte
q	-	Verdeelde belasting
$s_{r,max}$	-	Scheurafstand
t_{fl}	-	Dikte flens staalprofiel
u	-	Verplaatsing / doorbuiging
w	-	Scheurwijdte
w_{max}	-	Maximale scheurwijdte
x	-	Hoogte drukzone
x_u	-	Hoogte drukzone in uiterste grens toestand

Symbolen (Latijns groot)

A_c	-	Betonoppervlak
$A_{c_{eff}}$	-	Effectief beton oppervlak
A_s	-	Wapeningsoppervlak

$A_{soilmix}$	-	Soil mixoppervlak
$A_{soilmix_{eff}}$	-	Effectief soil mixopperblak
E	-	Elasticiteitsmodulus
$E_{cm,kort}$	-	Korte duur elasticiteitsmodulus
$E_{cm,lang}$	-	Lange duur elasticiteitsmodulus
$E_{soilmix}$	-	Elasticiteitsmodulus soil mix
E_{staal}	-	Elasticiteitsmodulus staal
I	-	Traagheidsmoment
$I_{soilmix}$	-	Traagheidsmoment soil mix
I_{staal}	-	Traagheidsmoment staal
K_a	-	K actief
K_p	-	K passief
M	-	Buigend moment
M_{cr}	-	Scheurmoment
M_{ed}	-	Ontwerpmoment
M_{rd}	-	Weerstandsmoment
M_u	-	Moment in uiterste grens toestand
N_c	-	Normaalkracht in beton/soil mix
N_{cr}	-	Scheurkracht
N_s	-	Normaalkracht in wapening
R_d	-	Ontwerp weerstand
R_{rep}	-	Representatieve weerstand
S_d	-	Ontwerp belasting
Z	-	Kansdichtheidsfunctie R-S

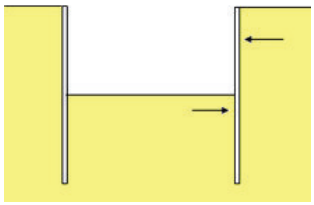
HOOFDSTUK 1. CUTTER SOIL MIX WANDEN

[…] "De schaarste aan ruimte in met name stedelijk gebied heeft de laatste jaren geleid tot een toenemende vraag naar ondergrondse bouwwerken. Bovendien is de gevraagde diepte toegenomen en worden hoge eisen gesteld aan trillingshinder en geluidsoverlast tijdens de uitvoering. Daarbij is veelal sprake van dichtbij gelegen belendingen, zodat de stijfheid van de te maken kerende wanden groot dient te zijn." […] (CUR 231, 2010)

De cutter soil mix wand is in 2003 geïntroduceerd door Bauer Maschinen GmbH en betreft een doorontwikkeling van al bestaande technieken zoals Deep Mixed Method (DMM), Deep Soil Mixed, (DSM) en Soil Mix Walls (SMW) (Bauer Maschinen GmbH, 2006). Van origine is de cutter soil mix wand toegepast als grondkerende wand voor bouwputten. Doordat de cutter soil mix techniek een goede oplossing biedt voor de uitdagingen in de hedendaagse markt, wordt het steeds vaker toegepast ten behoeve van permanent constructieve elementen.
Dit hoofdstuk geeft een korte achtergrond van cutter soil mix (CSM) wanden, het productieproces en waarom een CSM wand voordelig is ten opzichte van veelgebruikte bestaande technieken.

1.1 GRONDKERENDE WANDEN

Bijna iedere constructie bevat een deel dat in de grond of onder het maaiveld geconstrueerd wordt. Gedurende de constructie wordt gebruik gemaakt van bouwputten met grondkerende wanden om een beheersbare, toegankelijke en droge werkomgeving te creëren. De van origine als bouwputwand toegepaste CSM wand vormt tegenwoordig een interessant economisch alternatief als constructief element voor definitieve constructies.



Figuur 1-1 Grondkerende wand (Verruijt, 2001)

Wanneer er gekozen wordt om de bouwputwanden als onderdeel van de uiteindelijke constructie uit te voeren, worden doorgaans diepwanden toegepast. Bij diepwanden wordt de betonnen wand eerst in de grond gevormd alvorens er ontgraven wordt. Een CSM wand is evenals een diepwand een in de grond gevormde wand. Ten opzichte van een diepwand heeft de CSM wand een hogere bouwsnelheid, 15 tot 50 m^2/uur, in combinatie met een lager materiaalgebruik (Bauer Maschinen GmbH, 2010).

Naast diepwanden wordt in de bouw ook veelvuldig gebruik gemaakt van stalen damwanden. Damwanden kunnen sneller en goedkoper uitgevoerd worden dan diepwanden maar worden door te trillen of heien ingebracht. Het trillen of heien heeft gevolgen voor de omgeving in de vorm van geluidsoverlast en grondzettingen. Omdat er bij een CSM wand niet getrild of geheid wordt ontstaat geen geluidsoverlast of grondzettingen. Hierdoor is de CSM wand zeer geschikt voor stedelijke omgevingen en de constructie nabij bestaande bebouwing. Hoewel een damwand sneller geconstrueerd kan worden, 50 m^2 per uur ten opzichte van 5 tot 10 m^2 per uur bij diepwanden, heeft een diepwand voordelen als minder overlast en minder risico's

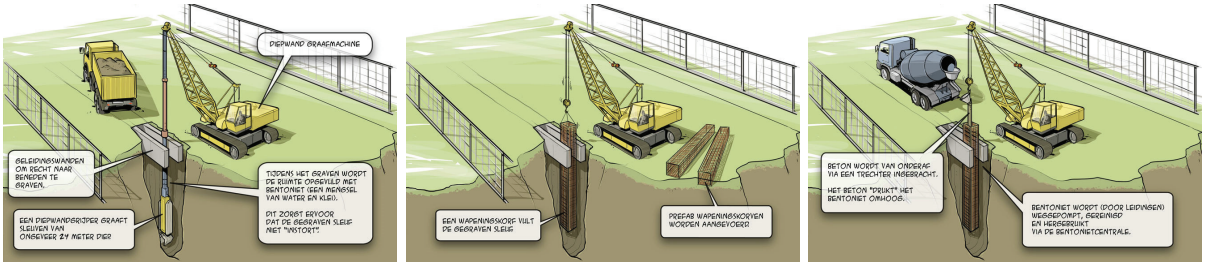
op grondzettingen (Spoorzone Delft, 2010). Een CSM wand tracht de bouwtijd van een stalen damwand te combineren met de functionaliteit en constructievoordelen van een diepwand. Daarnaast bevat CSM niet de negatieve aspecten van damwanden zoals geluidshinder en grondzettingen. Omdat diepwanden en CSM wanden beiden opgebouwd zijn uit een drukvast materiaal met stalen wapening ten opzichte volledige stalen damwanden wordt de vergelijking met diepwanden gemaakt. Daarnaast is ook de maximaal haalbare diepte bij diepwanden en CSM wanden groter dan bij damwanden (Bauer Maschinen GmbH, 2010).
In de volgende paragraaf wordt, gezien de overeenkomsten met diepwanden, een korte vergelijking gemaakt tussen diepwanden en CSM wanden op basis van de uitvoeringsprocessen.

1.2 UITVOERINGSPROCESSEN DIEPWANDEN EN CUTTER SOIL MIX

Door de uitvoeringsprocessen van zowel de diepwand en CSM methode uiteen te zetten wordt kort aangegeven waarom cutter soil mix een interessant alternatief vormt voor de bestaande methoden.

1.2.1 *UITVOERINGSPROCES DIEPWANDEN*

[…] "Diepwandpanelen worden gemaakt door vanaf maaiveld een sleuf te ontgraven tot een vooraf vast te stellen diepte. Ter voorkoming van instorten van de sleuf wordt de ontgraven grond vervangen door een vloeistof met speciale eigenschappen. Gangbaar is om hiervoor bentoniet te gebruiken. Voordat met het graven van panelen kan worden begonnen, moeten er aan het maaiveld geleide balken worden aangebracht. Nadat de sleuf volledig is ontgraven wordt er zorg voor gedragen dat de bentoniet in de sleuf over de optimale eigenschappen beschikt voor een latere fase, namelijk het vervangen van de bentoniet door beton. De direct na het graven aanwezige graafbentoniet in de sleuf wordt in dat stadium geregenereerd of volledig vervangen door schone bentoniet. Na het regenereren of verversen worden wapeningskorven aangebracht, waarna de sleuf van onderaf wordt gevuld met beton met behulp van stortkokers. Hierbij wordt de aanwezige bentoniet verdrongen en bovenin de sleuf afgepompt. Door het aanbrengen van naast elkaar gelegen panelen wordt een doorgaande wand verkregen; na uitharden hiervan kan deze worden ontgraven." […] (CUR 231, 2010)

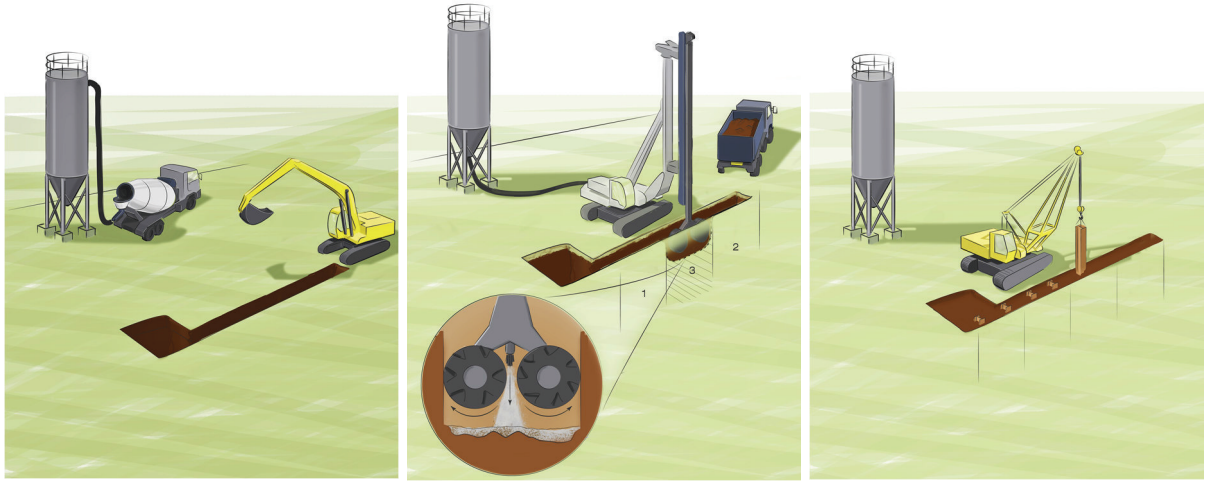


FIGUUR 1-2 IMPRESSIE BOUWPROCES DIEPWANDEN (JAM VISUEEL DENKEN, 2013)

Diepwanden worden volgens een beproefde en veel toegepaste trillingsvrije methode geconstrueerd waarbij binnen enkele dagen een in de grond gevormd paneel geconstrueerd kan worden (Spoorzone Delft, 2009). De panelen vormen een doorgaande wand die net als de cutter soil mix wand dienst doen als dragende en grond- en/of waterkerende wand.

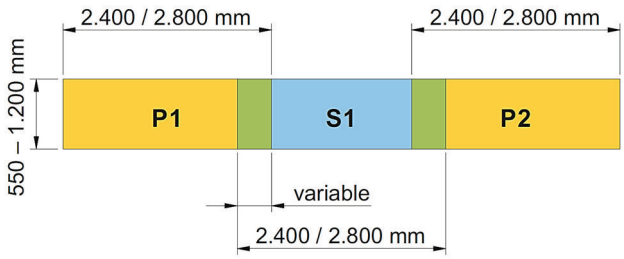
1.2.2 UITVOERINGSPROCES CUTTER SOIL MIX WANDEN

Cutter Soil mix panelen worden deels overeenkomstig met de methode van diepwanden gemaakt. Er vanaf het maaiveld een sleuf voor de panelen gemaakt tot een vooraf vast te stellen diepte. In plaats van deze sleuf af te graven en open te houden met bentoniet wordt de aanwezige grond gefreesd en direct geïnjecteerd met een dämmer. De dämmer bestaat uit een in water opgelost bindmiddel van basis van cement.
De Cutter Soil mix techniek maakt gebruik van de aanwezige grond en freest deze over de volledige hoogte van het paneel waardoor een uniform cementgebonden materiaal ontstaat. De panelen zijn rechthoekig van vorm met een breedte van 2400 tot 2800 mm en een dikte van 550 tot 1200 mm afhankelijk van de gebruikte frees. Door de panelen om en om te vervaardigen wordt er met een overlap van 200 tot 400 mm een doorgaande wand gecreëerd (Bauer Maschinen GmbH, 2010).



Figuur 1-3 Impressie bouwproces cutter soil mix wanden (Kimman, et al., 2014)

Om CSM panelen van de benodigde sterkte en buigcapaciteit te voorzien, worden er direct na het frezen een aantal staalprofielen ingebracht als wapening. De constructietijd van één paneel is afhankelijk van de afmetingen als ook de grondopbouw. Met een indringsnelheid van de frees tussen de 20 tot 60 cm/min kan er de eerder genoemde een constructiesnelheid van 15 tot 50 m^2 wand per uur behaalt worden (Bauer Maschinen GmbH, 2010). Een CSM wand is dus opgebouwd uit een drukvast materiaal, CSM materiaal, met staalprofielen.



Figuur 1-4 Dimensies panelen CSM wand (Bauer Maschinen GmbH, 2010)

De grote kracht van de cutter soil mix techniek zit dus in de constructiesnelheid en in de hoeveelheid benodigd materiaal en materieel. Doordat er gebruik gemaakt wordt van de al aanwezige grond, wordt zowel de afvoer als de aanvoer van grond gereduceerd. Bij diepwanden

dient de uitgegraven hoeveelheid grond afgevoerd te worden en is zand en grind als grondstof voor het beton benodigd.
Als onderdeel van de vermindering in materiaal en materieel wordt er bij de cutter soil mix techniek ook gebruik gemaakt van een opslagsilo voor de dämmer. Doordat de soil mix in de grond gevormd wordt behoeft het geen continue bevoorrading zoals gebeurt met betontrucks bij diepwanden. Door de opslag in silo's wordt eveneens flexibiliteit gecreëerd in het uitvoeringsproces.

Door de reductie in afvoer en aanvoer is er direct een reductie in de hoeveelheid aan benodigde transporten. In combinatie met flexibiliteit en snelheid van het uitvoeringsproces is cutter soil mix een interessante techniek die zowel economisch en op het gebied van duurzaamheid voordelen biedt ten opzichte van bestaande technieken.
In het volgende hoofdstuk worden de onderzoek aspecten van CSM wanden als geheel uiteengezet met daarnaast de onderzoek aspecten van het CSM materiaal in vergelijking met beton.

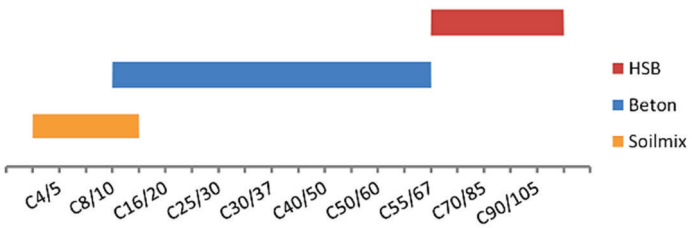
HOOFDSTUK 2. ONDERZOEKSOMSCHRIJVING

Vanuit het project *tunnel Hondsrugweg* te Emmen, waar BAM hoofdaannemer is, zijn vragen geformuleerd over de werking van Cutter Soil Mix wanden. Dit onderzoek betreft een uitwerking van de enkele van deze vragen. De tunnel is onderdeel van de centrumvernieuwing in Emmen. De lengte van het gesloten deel van de tunnel bedraagt 235 meter. Inclusief toe-ritten bedraagt de lengte 600 meter. BAM heeft voor de tunnel en toe-ritten CSM wanden als permanent grondkerende constructie voorzien. Als onderaannemer zal Wedam damwanden, onderdeel van de Hoffmangroep, het ontwerp en de uitvoering van de CSM wand verzorgen.

Dit onderzoek wordt parallel aan het project uitgevoerd en richt zich daarbij op de constructieve werking van CSM wanden. Om de huidige theoretische benadering van CSM wanden te onderbouwen met praktijk proeven wordt onderzocht hoe de constructieve werking vertaalt kan worden naar de beschikbare inputparameters, ontwerpregels en modelleringen. De eigenschappen van het CSM materiaal worden daarbij onderzocht om deze vervolgens te gebruiken in de modellering van de CSM wand.

2.1 ONDERZOEKSASPECTEN CUTTER SOIL MIX MATERIAAL

Aangezien beton en soil mix beide een cementgebonden materiaal zijn, betreft het een logische stap om soil mix als een beton-achtig materiaal te beschouwen. Zo is het in beide gevallen tijdens en voor korte tijd na productie een vloeibare mortel die verkregen is door bindmiddel te mengen met verschillende natuurlijke materialen. Door de hydraulische eigenschappen verandert deze vloeibare mortel na verloop van tijd in een steenachtig, homogeen en drukvast element. Doordat er bij CSM de grondlagen gemengd worden totdat er een homogeen mengsel ontstaat, is er geen grindnest, zoals bij beton, aanwezig. Omdat de huidige normen vooral toegespitst zijn op beton is het de vraag of CSM ook volgens deze normen getoetst kan worden.
Daarbij heeft soil mix lagere sterkte dan beton wat van invloed kan zijn op de materiaalrelaties die bij beton gebaseerd zijn op de druksterkte. De karakteristieke sterkte van soil mix varieert tussen 4 MPa en 12 MPa afhankelijk van de grondopbouw en het gebruikte bindmiddel. Beton heeft karakteristieke sterkten in de range van 15 MPa tot 105 MPa.



Figuur 2-1 Impressie range sterktenklassen soil mix, beton en hoge sterkte beton

Het is dus de vraag of soil mix als beton beschouwd mag worden. Er wordt in dit rapport daarom gekeken of de betonnormen van toepassing zijn, op welke punten soil mix afwijkt van beton en of het gedrag van cutter soil mix wanden gemodelleerd kan worden.
CSM wordt hiervoor in beginsel aangenomen als een beton-achtig materiaal en zal met behulp van proefstukken nader geanalyseerd worden. Dit gebeurd op basis van enkele aspecten die van belang zijn tijdens het ontwerp van een grondkerende constructie.

Cutter Soil Mix wordt onderzocht zijnde een betonachtig materiaal met aandacht voor de punten waar het gedrag afwijkt van dat van beton

Om vanuit het CSM materiaal de constructieve werking van de wand te onderzoeken worden de materiaal eigenschappen gebruikt in de modellering van de CSM wand als geheel. De aspecten die daarbij behandelt worden zijn “Sterkte” en “Vervorming” uit Tabel 2-1, aangegeven middels de oranje kaders. De aspecten “Verticale draagkracht” en “Wapening” zijn daar impliciet mee verbonden. De draagkracht en momentencapaciteit in relatie tot de eigenschappen van de wand worden hierbij getracht te modelleren. De andere aspecten in het ontwerpproces worden buiten beschouwing gelaten.

Tabel 2-1 Proces ontwerp diepwandconstructie (CUR 231, 2010)

Fase	Stap	Aspect	Onderzoek
Voorbereidingsfase	Doelstellingen ↓ Gegevens ↓ Ontwerpeisen ↓	Sterkte Vervorming Waterdichtheid Afwerking Brandwerendheid Duurzaamheid Sleufstabiliteit Invloed op de omgeving Milieu	Archeologie Historie Explosieven Obstakels Nutsvoorzieningen Bebouwde omgeving Grondgesteldheid Grondwater Milieu
Ontwerpfase	Mogelijke oplossingen ↓ Toelating aan ontwerpeisen ↓ Keuzes ↓ Uitwerking ↓	Risicoanalyse Betrouwbaarheidsklasse Dimensionering Uitvoering Bouwtijd Kosten Kwaliteit Detaillering Bestek en tekeningen Werktekeningen	Wandwrijvingshoek Verenmodel EEM model Verticale draagkracht Wapening Sleufstabiliteit
Uitvoeringsfase	Uitvoering ↓ Nazorg	Toezicht Monitoring Revisietekeningen	

2.2 ONDERZOEKSVRAAG CUTTER SOIL MIX WANDEN

De CSM wand als geheel wordt geanalyseerd door eerst vanuit een algemene scope naar de externe krachtswerking van een CSM wand te kijken. Vervolgens wordt dieper ingegaan op vraagstukken binnen de interne krachtswerking. Met de betonnorm als uitgangspunt voor het CSM materiaal zal het constructieve gedrag van een CSM wand vergeleken worden om uiteindelijk tot een rekenmethode te komen die een CSM wand kan beschrijven.

Door aan te tonen dat de CSM techniek een veilige en voorspelbare techniek betreft kan de toepassing van CSM voor permanent constructieve elementen vereenvoudigd worden. Omdat CSM materiaal cementgebonden is ontstaat de analogie met beton. Waar er voor beton een uitgebreide normering ten behoeve van veilige constructies bestaat, is er geen normering toegespitst op constructies met het CSM materiaal.

Wanneer het constructieve gedrag van een CSM wand en daarmee het CSM materiaal in overeenkomst blijkt met de limieten uit de normering van beton, Eurocode 2, kan er met de bijbehorende achtergrond van beton worden aangetoond dat het gebruik van CSM veilig is. Gezien de analogie en de ervaring met en normen voor beton is de hypothese binnen dit onderzoek: "CSM materiaal kan als beton en volgens de huidige betonnormen benaderd worden"

De onderzoeksvraag die volgt betreft:

- Zijn Cutter Soil Mix wanden met behulp van Eurocode 2 te berekenen?

Om vanuit de onderzoeksvraag te convergeren op de interactie tussen het staalprofiel en het soil mix materiaal wordt er in het volgende hoofdstuk eerst een analyse uitgevoerd op basis van literatuur. Vervolgens wordt aan de hand van de literatuur het zwaartepunt en de te onderzoeken aspecten van de interactie bepaald.
Het onderzoek richt zich daarbij met name op de interactie tussen het staalprofiel en de soil mix. De limieten en samengestelde capaciteit rondom deze interactie worden geanalyseerd door literatuur en proefstukken te combineren. Vervolgens wordt getracht in vergelijking met Eurocode 2 een model te generen welke de capaciteit van een CSM doorsnede kan beschrijven. Voor de materiaaleigenschappen wordt gebruik gemaakt van datasets afkomstig uit literatuur, referentieprojecten, onderzoek van BAM ten behoeve van de *tunnel Hondsrugweg* en cilinders ten behoeve van dit onderzoek. Gecombineerd dienen deze datasets als onderbouwing voor de materiaaleigenschappen van de buigproeven in Hoofdstuk 5 en 5.4. In Hoofdstuk 7 wordt het ontwikkelde model gevalideerd met behulp van de parameters uit het ontwerprapport *tunnel Hondsrugweg*.

HOOFDSTUK 3. ANALYSE CUTTER SOIL MIX WANDEN

Op basis van literatuur wordt uiteengezet welke aspecten omtrent CSM wanden al bekend zijn. Er zal vanuit de externe krachtswerking ingezoomd worden naar de interne krachtswerking en daarbij op alle aspecten rondom de interactie van het staalprofiel met soil mix. Onbekende aspecten rondom deze interactie zullen daarbij gekoppeld worden aan de bestaande modellering en normen van beton.

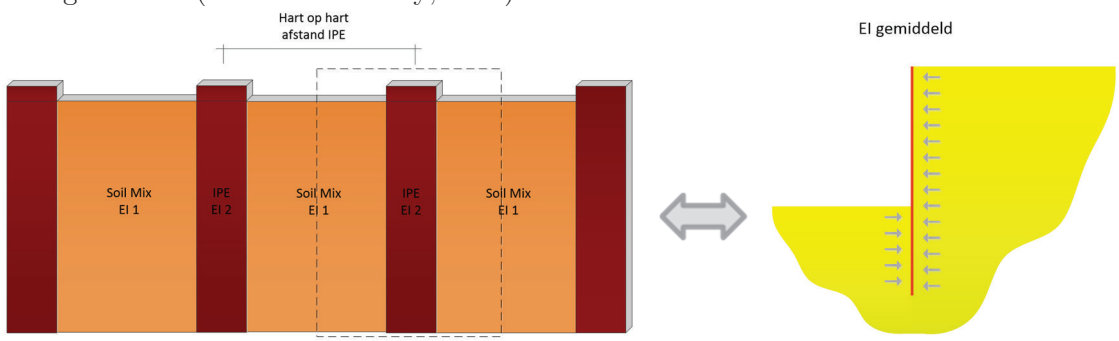
Een CSM wand is een wand met een grond- en/of waterkerende werking en dient ontworpen te worden voor de volgende hoofdfuncties:

- het keren van grond of water;
- het afdragen van belasting;
- het beschermen tegen erosie, grondwaterstroming en dergelijke.

In dit hoofdstuk wordt een overzicht gegeven van de krachtsafdracht van de CSM wand en een koppeling aan de modellering. Daarnaast worden de eigenschappen van het CSM materiaal uiteengezet en wordt het speerpunt van het onderzoek bepaald.

3.1 EXTERNE KRACHTSAFDRACHT

De verticale krachtsafdracht zal direct door de soil mix afgedragen worden naar de ondergrond. Soil mix is een materiaal dat goed op druk belast kan worden en door de afmetingen van de doorsnede een significante belasting dragen. De krachtsafdracht is hetzelfde als bij vergelijkbare wanden en paalfunderingen en heeft bijdragen van de puntweerstand en schachtwrijving (NEN-EN 1997-1, 2008).
De draagkracht op basis van het oppervlak van de doorsnede van de wand maal de drukspanning in de ondergrond betreft het deel wat overeenkomt met de puntweerstand bij funderingspalen. De schachtwrijving kan door de afmetingen van de wand een significante bijdrage leveren. Een ongewapende soil mix wand is hiermee ook goed te gebruiken als fundatie voor gebouwen (Soletanche Bachy, 2011).



FIGUUR 3-1 GEMIDDELDE BUIGSTIJFHEID

Voor de horizontale krachtsafdracht van de CSM wand wordt deze geschematiseerd overeenkomstig een damwand en diepwand aan de hand van CUR 166. Daarbij worden door middel van het momenten- en horizontaal evenwicht de afmetingen van de wand bepaald worden. De CSM wand wordt hiermee in de lengterichting als een uniforme wand beschouwd met een uniforme uitwijking en doorbuiging. In de praktijk gebeurd dit met het programma Dsheet. Een CSM wand heeft net zoals een combiwand, stalen damwand opgebouwd uit

verschillende typen profielen, geen uniforme buigstijfheid. Er wordt daarom, net als bij een combiwand, gewerkt met een gemiddelde buigstijfheid per strekkende meter. De buigstijfheid is gedefinieerd als de elasticiteitsmodulus maal het traagheidsmoment (EI). De minimaal benodigde lengte van de CSM wand wordt op basis van de externe belasting en de damwand benadering bepaald. De damwand theorie is terug te vinden in bijlage A.2.
De belasting die per sectie met staalprofiel werkt bedraagt de gronddruk maal de hart-op-hart afstand van de profielen in de wand. De doorbuiging van de wand kan vervolgens met de gemiddelde EI, lengte van de wand en de externe belasting berekend worden.
De gemiddelde, ongescheurde EI bestaat uit een bijdrage van de losse onderdelen soil mix en staal en volgt uit formule (3.1). Deze benadering kan toegepast worden wanneer er volledige krachtoverdracht bestaat naar het gedeelte van staalprofiel met soil mix.

$$EI_{gemiddeld} = EI_{soilmix} + \frac{EI_{wapening}}{hoh_{afstand}} \tag{3.1}$$

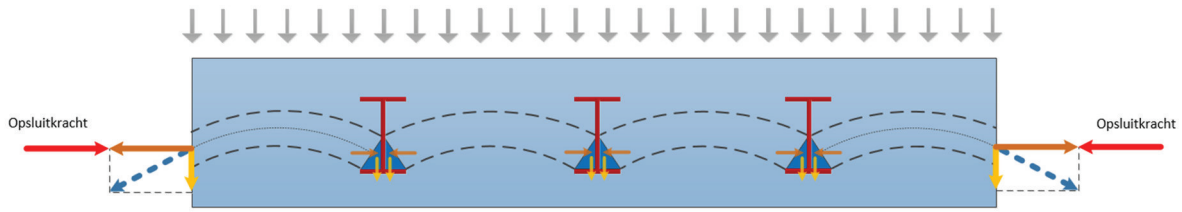
Aanname I.	Volledige overdracht belasting op doorsnede van staalprofiel met soil mix

3.2 INTERNE KRACHTSAFDRACHT

De interne krachtsafdracht in een CSM wand beslaat de afdracht van de externe belasting op de wand naar de samengestelde doorsnede van staalprofiel met soil mix. Deze gecombineerde doorsnede werkt vervolgens enkel samen wanneer er overdracht van kracht en spanning gerealiseerd kan worden tussen het staal en de soil mix.
Voor de verticale krachtafdracht geldt hetzelfde principe als bij de externe krachtsafdracht.
Voor de horizontale werking treedt er boogwerking tussen de staalprofielen op.

3.2.1 BOOGWERKING

De horizontale krachtsafdracht in CSM wanden wordt, net als bij onderwaterbetonvloeren en palenmatrassen, verzorgd door het mechanisme van boogwerking. Door stijfheid verschillen en een opgesloten vormingsveld wordt de belasting door een drukboog afgedragen naar de stijve elementen. In een CSM wand heeft deze drukboog de aanzet bij de staalprofielen en resulteert daar in een verticale en horizontale component. Voor het functioneren van boogwerking is het van belang dat deze horizontale component evenwicht maakt met de omgeving. Zodoende blijft de opsluiting en daarmee de drukboog gegarandeerd.



FIGUUR 3-2 BOOGWERKING CSM WAND (WALRAVEN, 2013)

In het geval van cutter soil mix wanden wordt het evenwicht intern in de wand verzorgd door de horizontale component uit de drukbogen links en rechts van het staalprofiel.
Aan het uiteinde van de wand dient bij de aansluiting met de omgeving de horizontale component in evenwicht gebracht te worden met de omliggende grond. Als dit evenwicht er niet is, zal er vervorming optreden met mogelijk progressief bezwijken tot gevolg.

Het principe van boogwerking in een CSM wand is volgens de beschouwing van Walraven toepasbaar en om te rekenen naar een maximaal opneembaar verdeelde belasting (Walraven, 2013). De aanzet en dikte van de boog wordt aangenomen als de halve hoogte van het profiel. De opneembare kracht, normaalkracht, in de boog volgt uit de druksterkte van het materiaal maal de dikte van de boog, $N = \frac{1}{2} h_{IPE} \cdot f_{cd}$. Gecombineerd met de hoek van de boog en de boogstraal, kan de maximaal opneembare belasting bepaald worden.

De hoek in de aanzet van de boog is $\alpha = \sin^{-1}\left(\frac{\frac{1}{2}b_{IPE}}{\frac{1}{2}h_{IPE}}\right)$ en de straal is $R = \frac{\frac{1}{2}h.o.h}{\sin(\alpha)}$. De opneembare belasting volgt uit de maximale normaalkracht gedeeld door de boogstraal.

$$Q = \frac{\frac{1}{2} h_{IPE} \cdot f_{cd}}{\frac{\frac{1}{2} h.o.h.}{\sin(\alpha)}} = \frac{h_{IPE} \cdot f_{cd} \cdot sin\alpha}{h.o.h.} \; [MPa] \tag{3.2}$$

De maximale hoogte van de drukboog is in deze beschouwing volgens de aanpak uit de VBC (NEN 6720) aangenomen. Hierin is gegeven dat deze hoogte, z, moet voldoen aan de volgende limieten: $z \leq 0{,}2l + 0{,}4h$, $z \leq 0{,}8h$ en $z \leq 0{,}6l$. De volledige beschouwing is opgenomen in Bijlage A.3.

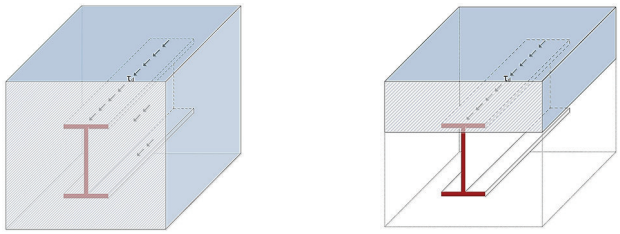
3.2.2 SAMENWERKENDE DOORSNEDE

Om de contributie van de wapening in de doorsnede op te nemen wordt er bij beton gebruik gemaakt van een samengestelde EI. Het verschil in elasticiteitsmodulus wordt met behulp van een vergrotingsfactor meegenomen. Het kwadratische oppervlaktemoment van de ongescheurde doorsnede wordt berekend volgens de regel van Steiner, $I_0 = \Sigma\left(I_{eigen} + d^2 \cdot A\right)$.
Voor CSM wordt dezelfde methodiek gevolgd om het gecombineerde oppervlaktemoment te berekenen. Volledige samenwerking tussen de staalprofielen en soil mix is hierbij een vereiste. Wanneer het staalprofiel in de drukzone van de doorsnede aanwezig is, is er een directe koppeling. Samenwerking kan dan plaatsvinden indien de maximale aanhechtspanning voor glad staal niet overschreden wordt. Indien het staalprofiel zich buiten de drukzone bevindt, moet er volgens de vakwerkanalogie evenwicht verzorgd worden om de doorsnede als volledig verbonden sectie te beschouwen.

FIGUUR 3-3 NIET-VERBONDEN EN VOLLEDIG VERBONDEN SECTIES (SKOWRON, ET AL., 2010)

3.2.3 AANHECHTSPANNINGEN

Wanneer het staalprofiel in de drukzone aanwezig is dient de maximale aanhechtspanning van soil mix op glad staal gecontroleerd te worden. Hiervoor kan NEN-EN 1992-1-1 Art. 8.4.2, Eurocode 2, waarin de aanhechtspanning ter bepaling van de verankeringslengte geformuleerd is. De norm is echter gebaseerd op geribde wapeningsstaven en niet specifiek voor glad staal. In Art. 8.4.2 wordt enkel gebruik gemaakt van de factor $\eta_1 = 0{,}7$ in het geval van 'slechte' aanhechtingsomstandigheden of wanneer niet aantoonbaar is dat er 'goede' aanhechtingsomstandigheden zijn.



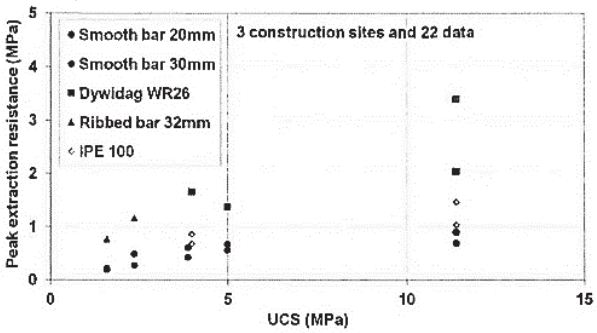
FIGUUR 3-4 AANHECHTING STAALPROFIEL EN CSM (WALRAVEN, 2013)

De toepassing van glad staal is wel opgenomen in de berekening van de scheurafstand in NEN-EN 1992-1-1 Art. 7.3.4. Daarin geldt voor de factor k_1 de waarde 0,8 voor "high bond" en 1,6 voor "plain surface". De scheurafstand in het geval van glad staal wordt daardoor twee maal zo groot en de aanhechtspanning wordt gehalveerd. De formule voor de scheurafstand is verder uitgewerkt in paragraaf 3.3. De halvering van de aanhechtspanning voor glad staal is wel opgenomen in de *Richtlijnen Ontwerpen Kunstwerken* van Rijkswaterstaat, ROK paragraaf 6.1 Art. 8.4.2 met uitwerking in de RBK. Deze richtlijn bevat een additionele factor van $\eta_3 = 0.5$ voor de berekening van de verankeringslengte van glad staal. Dit is verder toegelicht in Bijlage A.7.

$$\tau_{u_{EC2}} = 2{,}25\,\eta_1\eta_2 f_{ctd} = 2{,}25 \cdot 0{,}7 \cdot 1 \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_m} \tag{3.3}$$

$$\tau_{u_{ROK}} = 2{,}25\,\eta_1\eta_2\eta_3 f_{ctd} = 2{,}25 \cdot 0{,}7 \cdot 1 \cdot 0{,}5 \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_m} \tag{3.4}$$

Naast de norm is er ook enige data op basis van uittrekproeven van staalprofielen uit soil mix. Gebaseerd op deze beproevingen uit Belgisch onderzoek is een indicatie van de te verwachte maximale aanhechtspanning in Figuur 3-5 uiteengezet tegen de UCS (Unconfined Compressive Strength) (Denies, et al., 2012).



FIGUUR 3-5 PIEKWAARDEN VOOR UITTREKWEERSTAND WAPENING (DENIES, ET AL., 2012)

De exacte formulering van de maximale aanhechtspanning dient dus nader onderzocht te worden. In het vervolg van dit onderzoek wordt daarom onderzocht welke limiet voor de aanhechtspanning geldig is met behulp van vierpuntsbuigproeven. Omdat de Eurocode als uitgangspunt gesteld is in Hoofdstuk 2 wordt de verwachtingswaarde van de aanhechtspanning volgens Eurocode 2 aangehouden.

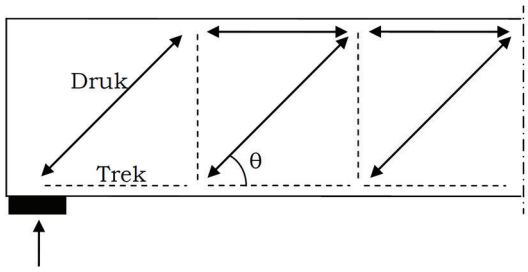
3.2.4 VAKWERKANALOGIE

Wanneer het staalprofiel zich in de drukzone bevindt wordt de koppeling tussen druk- en trekelementen direct door het lijf van het staalprofiel verzorgd. Wanneer het staalprofiel zich buiten de drukzone bevindt, fungeert het staalprofiel als trekelement en moet de soil mix de

verbinding tussen de druk- en trekelementen verzorgen. De vakwerkanalogie moet gebruikt worden en de doorsnede dient volgens NEN-EN 1992-1-1 Art. 6.2.3 getoetst te worden op ongewapende dwarskrachtcapaciteit.

[…] "Volgens de vakwerkanalogie wordt intern evenwicht verkregen uit drukdiagonalen en trekstaven. Waarbij de helling van de drukdiagonaal overeenkomt met de hoofddrukrichting θ en de helling van de trekstaven gelijk is aan de helling van de dwarskrachtwapening, aangeduid met de hoek α. Intern evenwicht is daarmee begrensd door de capaciteit van de trekstaven en drukstaven, welke beide afhankelijk zijn van de hoeken α en θ." […] pagina 6 (Snijders, 2013).

Voor de controle op voldoende verankeringslengte moet de trekkracht direct naast de oplegging volgens het principe van de verschoven momentenlijn bepaald worden. De verankeringslengte kan in de ongescheurde doorsneden bepaald worden op basis van de aanhechtspanning en de volledige omtrek van het staalprofiel. Voor gescheurde doorsneden geldt enkel het deel aanwezig in het ongescheurde deel van de doorsnede.



Figuur 3-6 Schematisatie vakwerkanalogie (Snijders, 2013)

3.3 SCHEURVORMING

Scheurvorming in het materiaal heeft invloed op de grootte van het ongescheurde deel van de doorsnede. Omdat het van belang is te weten hoe hoog de drukzone is wordt hier kort uiteengezet hoe scheurvorming in beton berekend kan worden. Vervolgens wordt aan de hand van de beschouwing van professor Walraven scheurvorming in het CSM materiaal beschreven. Scheurvorming in beton wordt berekend volgens NEN-EN 1992 met behulp van de axiale trekzone. Daarbij treedt een constante aanhechtspanning van 2 f_{ctm} tussen het beton en het geribde wapeningsstaal (Walraven & Braam, 2011).

3.3.1 *SCHEURVORMING IN BETON*

Voor beton zijn de maximaal toelaatbare scheurwijdten omgeschreven in NEN-EN 1992-1-1 tabel 7.1N en gebaseerd op zowel duurzaamheid als esthetische aspecten. De waarden voor w_{max}, inclusief bijbehorende milieuklassen, zijn weergegeven in Tabel 3.1.

Tabel 3-1 Aanbevolen waarden voor w_{max} [mm]

Milieuklasse	Elementen met betonstaal en/of voorspanstaal zonder aanhechting	Elementen met een combinatie van betonstaal en voorspanstaal met aanhechting	Elementen met uitsluitend voorspanstaal met aanhechting
	Frequente belastingscombinatie	Frequente belastingscombinatie	Frequente belastingscombinatie
X0, XC1	$w_{max} \leq 0{,}4$ mm [a]	$w_{max} \leq 0{,}3$ mm	$\Delta\sigma_p \leq \xi\, 275$ N/mm^2
XC2, XC3, XC4	$w_{max} \leq 0{,}3$ mm	$w_{max} \leq 0{,}2$ mm	$\Delta\sigma_p \leq \xi\, 175$ N/mm^2
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3	$w_{max} \leq 0{,}2$ mm	$w_{max} \leq 0{,}1$ mm	$\Delta\sigma_p \leq \xi\, 75$ N/mm^2

[a] Voor milieuklasse X0 en XC1 heeft de scheurwijdte geen invloed op de duurzaamheid; deze grens is gesteld om een in het algemeen aanvaardbaar uiterlijk te verkrijgen. Bij afwezigheid van voorwaarden ten aanzien van het uiterlijk mag deze beperking zijn afgezwakt.

Wanneer de dekking op de wapening groter is dan de nominaal vereiste dekking, mag w_{max} vermenigvuldigd worden met de vergrotingsfactor k_x.

$$k_x = \frac{c_{applied}}{c_{nom}} \leq 2{,}0 \tag{3.5}$$

Volgens de Eurocode, (NEN-EN 1992-1-1, 2011) paragraaf 7.3.4, wordt de scheurwijdte beschreven als:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \tag{3.6}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}(1+\alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0{,}6\frac{\sigma_s}{E_s} \tag{3.7}$$

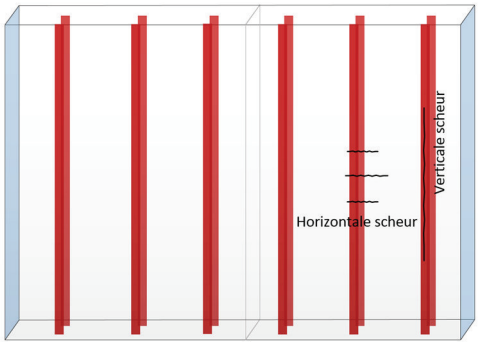
De scheurafstand, $s_{r,max}$, is hierbij afhankelijk van de afstand tussen de wapeningselementen. Als deze afstand groter is dan $5(c + \frac{\emptyset}{2})$ of bij de afwezigheid van wapening, geldt de bovengrens $s_{r,max} = 1{,}3 \cdot (h_s - x)$. Als deze afstand kleiner is, betreft de formulering $s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}}$ (NEN-EN 1992-1-1, 2011) paragraaf 7.3.4.

De formulering voor het IPE profiel in de CSM wand kan in afwijking van de betonnorm met behulp van "$\emptyset$" $= 4\frac{A_s}{O}$ geschreven worden als $s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{2 b_{fl} t_{fl}}{\rho_{p,eff}(b_{fl} + t_{fl})}$.

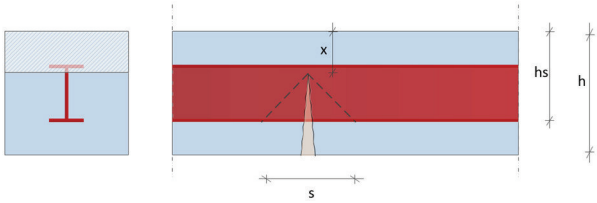
De verschillende factoren uit de formules worden in paragraaf 4.3 toegelicht.

3.3.2 SCHEURWIJDTE EN INVLOED OP BOOGWERKING IN CSM

Voor scheurwijdten wordt er onderscheid gemaakt in verticale en horizontale scheuren. In Figuur 3-7 zijn de definities van scheuren met betrekking tot de CSM wanden weergegeven.



FIGUUR 3-7 VERTICALE EN HORIZONTALE SCHEUREN



FIGUUR 3-8 INVLOEDSLENGTE HORIZONTALE SCHEUR (WALRAVEN, 2013)

Bij de bepaling van de scheurwijdte van de verticale scheur in de CSM wand zullen de staalprofielen als scheurinleiders optreden. Scheurvorming zal ter plaatse van de profielen aan de buitenzijde van de wand ontstaan. De drukboog zal hierdoor zetten waarmee de wand dicht blijft (Walraven, 2013).

[…]"Dat dit een realistische aanname is volgt uit de volgende redenen:

- *De aanhechting van beton aan staal is lager dan de treksterkte van het materiaal CSM zelf doordat in het staal de poriën ontbreken en zodoende geen sterke hechting kan ontstaan […]*
- *De boogwerking ontstaat al bij het aanbrengen van de grondbelasting. De scheuren door opgelegde vervorming treden pas in een later stadium op omdat krimp en temperatuurspanningen zich eerst moeten opbouwen. Het is daardoor te verwachten dat*

deze scheuren zich vormen buiten de gebieden waar de soil mix onder druk staat (tussen de profielen).” […] (Walraven, 2013).

Er wordt aangenomen dat de scheurvorming overeenkomstig met beton is. Voor de scheurwijdte van de horizontale scheuren is vervolgens NEN-EN 1992-1-1 paragraaf 7.3.4 $s_{r,max} = 1{,}3 \cdot (h_s - x)$ van toepassing. De optredende rekken door krimp en temperatuurverschillen, $\varepsilon_{sh}, \varepsilon_{\Delta T}$, worden gezien de afbakening van dit rapport hier buiten beschouwing gelaten. Ook het effect van de verticale belasting is niet opgenomen, daar waar deze een reductie van de horizontale scheurwijdte betekend. De genoemde verticale scheuren zijn in overeenkomst met waarnemingen uit de praktijk. Of er horizontale scheurvorming optreedt volgens de hierboven beschreven theorie kan doormiddel van buigproeven vastgesteld worden.

3.4 EIGENSCHAPPEN CUTTER SOIL MIX MATERIAAL

Om een volledige beschrijving en modellering van CSM wanden te verkrijgen zijn de eigenschappen van het CSM materiaal van belang. De materiaaleigenschappen en relaties blijken volgens literatuur niet volledig in overeenkomst met eigenschappen van beton. De eigenschappen van het CSM mateiraal worden aan de druksterkte gerelateerd. Deze druksterkte is bij CSM afhankelijk van de aanwezige grondslag en verschilt per project.

3.4.1 DRUKSTERKTE

Een CSM wand wordt in-situ gebouwd waarmee de lokale grondopbouw en uitvoeringstoleranties van grote invloed zijn op de uiteindelijke sterkte van de wand. Dit in tegenstelling tot beton waar het mengsel in een gecontroleerde omgeving vervaardigd wordt en er direct controle op de vereiste druksterkte uitgevoerd kan worden.
De druksterkte van soil mix is afhankelijk van de aanwezige grondslag en kan dus per project verschillen. Daarbij ontstaat het uiteindelijke soil mix materiaal ter plaatse en de druksterkte van de wand is vooraf niet exact te voorspellen. Deze dient daarom in de voorontwerpfase ingeschat te worden. Door de inschatting op basis van de grondslag zijn afwijkingen van de druksterkte in het werk mogelijk. Controle achteraf is hierdoor een vereiste echter speelt de sterkteontwikkeling in de tijd hierbij een grote rol. De betrouwbaarheid van de inschatting kan verhoogd worden door toepassing van een proefpaneel.

De druksterkte van soil mix materiaal is afhankelijk van de grondslag en dient daarom vooraf ingeschat en achteraf geverifieerd te worden

Uit referentieprojecten in Nederland volgen enkele waarden voor de gevonden druksterkten. De waarden in Tabel 3-2 zijn gebaseerd op totaal 110 drukproeven en zijn uitgevoerd op basis van cilinders met een diameter en hoogte van 100 mm (Robbemont & Kerkhof, 2013).
Volgens de normen NEN-EN 13791 en 12390-1 worden *cilindervormige* proefstukken met een hoogte/diameter verhouding van 1:1 beschouwd als *kubussen* met een *kubusdruksterkte*.
Tenzij anders vermeldt wordt de druksterkte in het vervolg van dit rapport aangehouden als de cilinderdruksterkte naar algemeen gebruik. De hoogte/diameter verhouding is 2:1 zoals omschreven in bijlage A.5.1. Door middel van een conversiefactor kan de kubusdruksterkte omgerekend worden naar de cilinderdruksterkte. Deze conversie factor is afhankelijk van de ribgrootte en betreft $\frac{1}{1{,}2}$ bij een ribgrootte van 100 mm.

Tabel 3-2 Kubus druksterkten referentieprojecten (Robbemont & Kerkhof, 2013)

	Lognormale verdeling				
	Gem.	Stdev	5% (MPa)	50% (MPa)	95% (MPa)
Boschdijk Eindhoven	12,4	0,9	10,9	12,3	14,0
Tilburg	9,6	2,0	6,5	9,4	13,6
Arnhem	15,5	6,3	7,6	14,4	27,2
Uraniumweg Utrecht	9,5	2,1	6,6	9,3	13,1
Koninginnelaan Apeldoorn	7,2	2,0	4,5	7,0	10,7
De Zaale Eindhoven	7,1	1,4	5,0	7,0	9,9
Kluisstraat Helmond	10,8	3,1	6,6	10,5	16,6
Gemiddelde	10,3	2,6	6,8	10,0	15,0

De afhankelijk van de grondslag en de invloed hiervan op de druksterkte van het materiaal volgt naast de spreiding in de referentieprojecten ook onderzocht in Belgisch onderzoek van WTCB, Wetenschappelijk en Technisch Centrum voor het Bouwbedrijf.
Uit dit onderzoek volgt eveneens dat de ingeschatte druksterkte afwijkt met de in het werk gevonden druksterkte en dat deze dus altijd geverifieerd dient te worden.

- de druksterkte van het 'soil mix'-materiaal een spreiding vertoont, zelfs indien de proefstukken uit dezelfde wand afkomstig zijn;
- de druksterkte van het 'soil mix'-materiaal sterk afhankelijk is van de grondsoort;
- het voor de bepaling van de karakteristieke waarde van de druksterkte beter is te opteren voor een lognormale verdeling van de individuele druksterktewaarden dan voor een Gaussiaanse verdeling (Ganne, et al., 2009).

3.4.2 STERKTEONTWIKKELING

Omdat de druksterkte van soil mix achteraf geverifieerd dient te worden is het tijdstip van beproeven van belang. Bij beton geldt de standaard 28 dagen test die uitgevoerd kan worden op monsters verkregen bij productie van het mengsel. Monsters verkregen uit voltooide constructies worden doorgaans op andere tijdstippen getest. Hiervoor kan met de formulering voor de doorgaande sterkteontwikkeling de sterkteklasse herleidt worden. De doorgaande sterkteontwikkeling van beton na 28 dagen is gegeven in NEN-EN 1992-1-1 formule 3.2.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \tag{3.8}$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left\{s\left[1 - \left(\frac{28}{t/t_1}\right)^{\frac{1}{2}}\right]\right\} \tag{3.9}$$

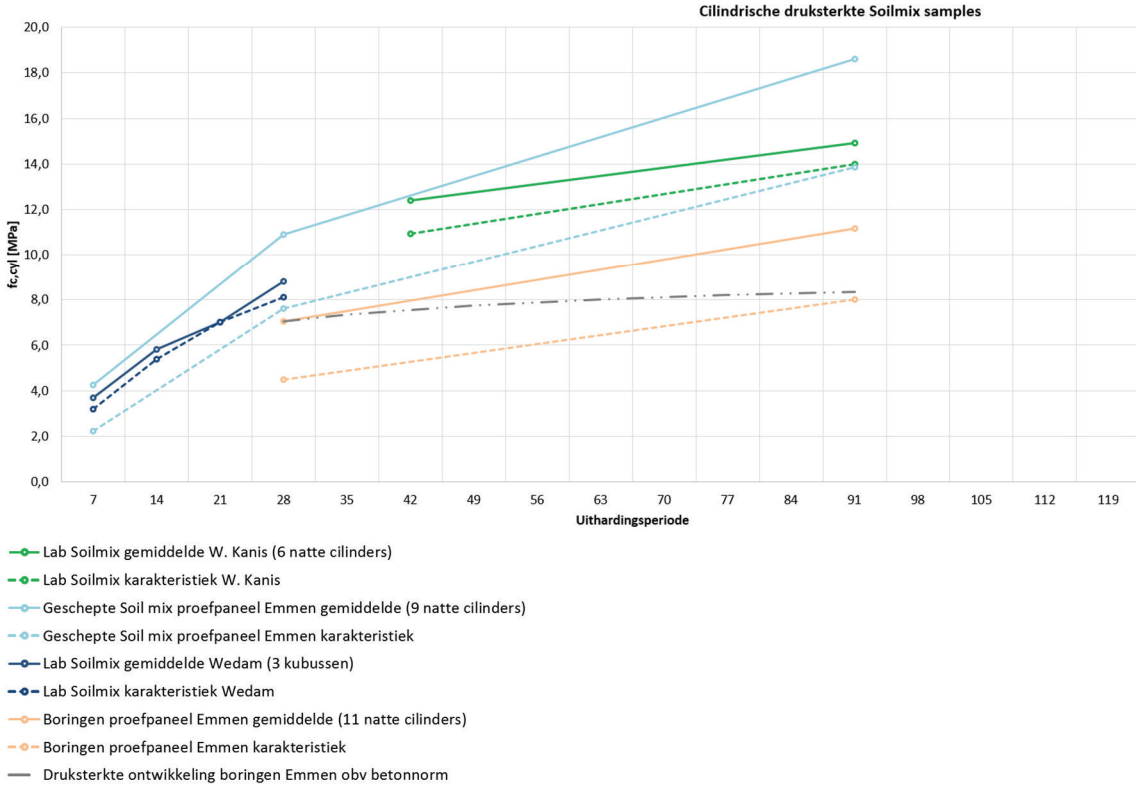
$f_{cm}(t)$ = gemiddelde betondruksterkte op t dagen
f_{cm} = gemiddelde betondruksterkte op 28 dagen
$\beta_{cc}(t)$ = coëfficiënt op basis van ouderdom beton t
t = ouderdom beton in dagen
t_1 = 1 dag
s = coëfficiënt op basis van type cement:
0,20 snel hardend hoge sterkte cement, RS
0,25 normaal en snel hardend cement, N;R
0,38 langzaam hardend cement SL

Bij beton geldt ook dat voor langzaam opgevoerde belasting, die zeer lang aanwezig is, de langeduursterkte gemiddeld 15% lager uitvalt dan bij een drukproef die zeer snel verloopt. Dit vertaald zich in een factor 0,85 voor de in-situ sterkte van betonmonsters ten opzichte van laboratoriummonsters. In combinatie met de doorgaande sterkteontwikkeling van 10 tot 30% na

28 dagen wordt de lange duur sterkte factor, α_{cc}, daarom bij beton in het werk als 1,0 verondersteld. De 28 dagen laboratoriumtest wordt daarom bij beton als een goede indicator verondersteld van de te verwachten sterkte in de constructie en kan gebruikt worden ter bepaling van de ontwerpsterkte.

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_M} \tag{3.10}$$

Bij soil mix dient de ontwerpsterkte ingeschat te worden en dus altijd achteraf geverifieerd te worden op monsters uit het werk. De sterkteontwikkeling van soil mix op basis van literatuur is weergegeven in Figuur 3-9 (Kanis, 2013) (Bosch, et al., 2007). Het referentiemateriaal voor de sterkte ontwikkeling betreft sterkten op basis van laboratorium vervaardigde soil mix en sterkten op basis van geschepte en geboorde monsters (Kanis, 2013) (Robbemont & Kerkhof, 2013). De geschepte en geboorde monsters volgen uit proefpanelen in het project Hondsrugweg, Emmen.
De voorspelde sterkteontwikkeling van de boringen op basis van de betonnorm is ook weergegeven. Hierbij is de 91 dagen sterkte voorspeld op basis van de gemeten 28 dagen sterkte en langzaam hardend cement. Uit het verschil tussen de meting en de berekening op 91 dagen van de boringen, is duidelijk dat er een grotere toename in sterkte aanwezig is bij CSM.



FIGUUR 3-9 STERKTEONTWIKKELING SOIL MIX REFERENTIEMATERIAAL

De sterkteontwikkeling bij soil mix blijkt op basis van literatuur groter en langer dan bij beton. De in-situ reductie factor en de toename in sterkte bij soil mix blijken dus niet accuraat beschreven volgens de lange duur factor $\alpha_{cc} = 1{,}0$ in combinatie met de 28 dagen sterkte.
Voor de inschatting en de verificatie van de ontwerpdruksterkte dient dus rekening gehouden te worden met de doorgaande, significante sterkteontwikkeling van soil mix. Een verificatie op 28 dagen geeft hierbij geen accurate weergave van de te verwachtte sterkte.

3.4.3 ELASTICITEITSMODULUS

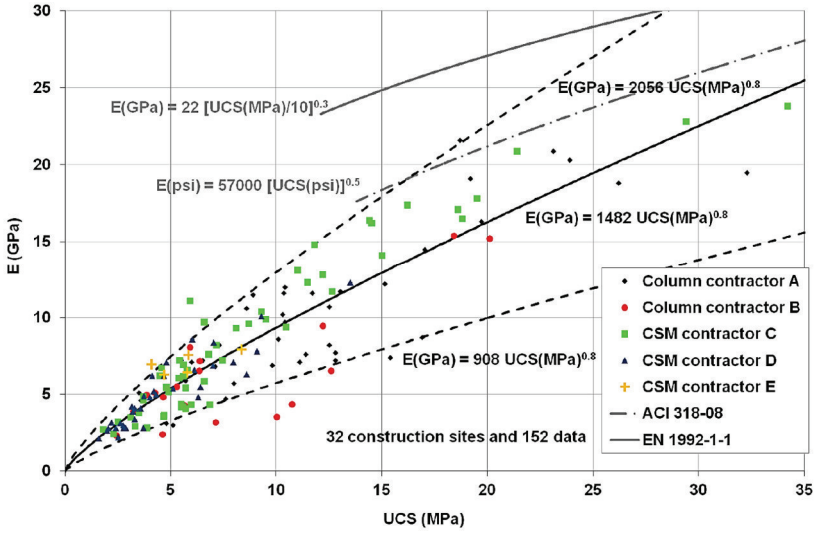
De elasticiteitsmodulus wordt in overeenkomst met beton als functie van de druksterkte gegeven. Voor beton geldt dat de elasticiteitsmodulus gebaseerd is op het bi-lineair $\sigma - \varepsilon$ −diagram (NEN-EN 1992-1-1, 2011).

$$E_{cm,lang} = \sigma/\varepsilon \tag{3.11}$$

Voor korte belastingen, de proeven op de proefstukken, geldt een korte tijdsduur elasticiteitsmodulus voor drukspanningen tot $0{,}4\, f_{cm}$ (NEN-EN 1992-1-1, 2011).

$$E_{cm,kort} = 22000 \cdot \left[\frac{f_{ck} + 8}{10}\right]^{0,3} \tag{3.12}$$

De betonrelatie volgens Eurocode 2 blijkt echter niet in overeenkomst met de elasticiteitsmodulus van soil mix (Denies, et al., 2012).

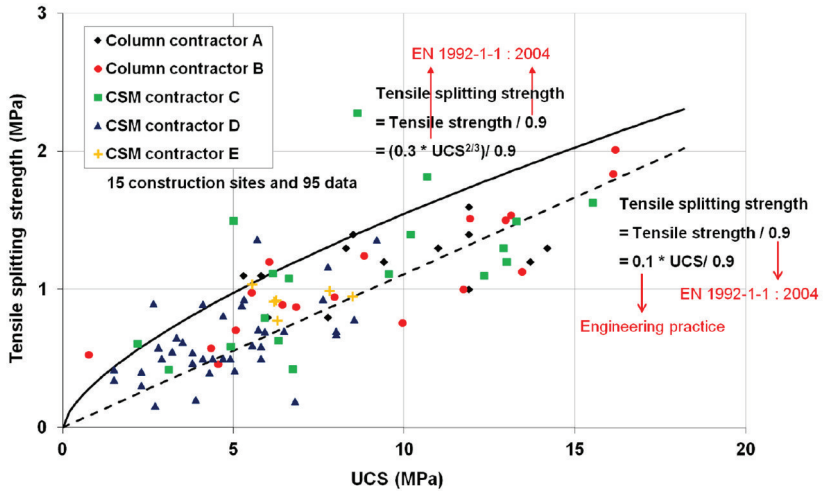


FIGUUR 3-10 ELASTICITEITSMODULUS WTCB ONDERZOEK (DENIES, ET AL., 2012)

Op basis van verschillende proeven, 152 proefstukken weergegeven in Figuur 3-10, is vastgesteld dat de gemiddelde elasticiteitsmodulus van soil mix $1482\, UCS^{0.8}$ betreft (Denies, et al., 2012). De 5% onder- en bovengrens betreffen $908\, UCS^{0.8}$ tot $2056\, UCS^{0.8}$.
De betonrelatie volgens NEN-EN 1992-1-1, Eurocode 2, is eveneens weergeven in Figuur 3-10 en blijkt duidelijk een overschatting van de elasticiteitsmodulus te geven. De gevonden relatie volgens Denies wordt daarom aangehouden voor het soil mix materiaal.

3.4.4 TREKSTERKTE

De relatie voor de treksterkte bij CSM is net zoals de elasticiteitsmodulus afwijkend van die bij beton. Volgens NEN-EN 1992-1-1 geldt voor beton de relatie $f_{ct} = 0{,}3 \times UCS^{\frac{2}{3}}$ waarbij de treksterkte doorgaans met splijttrekproeven getest wordt. Er wordt daarbij gebruik gemaakt van $Tensile\ strength = Tensile\ splitting\ strength\ \times\ 0.9$ volgens (NEN-EN 1992-1-1, 2011).
In Figuur 3-11 is op basis van 95 proefstukken van 15 verschillende projecten afgeleid dat $0{,}1\, UCS$ een betere benadering voor de treksterkte bij soil mix geeft dan de betonrelatie (Denies, et al., 2012).



FIGUUR 3-11 RELATIE TUSSEN TREKSTERKTE EN DRUKSTERKE (DENIES, ET AL., 2012)

De genoemde relatie voor trek- en druksterkte op basis van literatuur is gecontroleerd aan de hand van de proeven op cilinders. De relatie aanwezig in cilinders ten behoeve van dit onderzoek, hierna Stevin cilinders, is vergeleken met de relatie verkregen uit de boringen en geschepte soil mix proefstukken uit het onderzoek van W. Kanis (Kanis, 2013). Dezelfde relatie wordt gepresenteerd volgens de beproefde kubussen van Wedam.

TABEL 3-3 RELATIE TREKSTERKTE - DRUKSTERKTE

Getest na aantal dagen	28	42	56	91	119	
fctm -UCS Stevin cilinders	0,14		0,13	0,13	0,13	
fctm -UCS Boringen soil mix proefpaneel	0,17			0,11		(Kanis, 2013)
fctm -UCS Geschepte soil mix proefpaneel	0,12			0,13		(Kanis, 2013)
fctm -UCS Kubussen lab Wedam	0,09					

De literatuur en eigen proefstukken geven beiden een relatie welke ongeveer overeenkomt met de relatie volgens het WTCB. De relatie $0{,}1\ UCS$ wordt daarom aangehouden voor soil mix.

3.4.5 MATERIAALEIGENSCHAPPEN CUTTER SOIL MIX

De genoemde relaties voor de elasticiteitsmodulus, treksterkte en doorgaande uitharding worden voor het vervolg van dit onderzoek overgenomen op basis van de voorgaande paragraven. Daarbij wordt de soortelijke massa van soil mix, ten behoeve van het eigen gewicht, aangenomen als het gemiddelde van natte proefstukken gemeten in het kader van het Belgische onderzoek (Denies, et al., 2012). Onderstaande relaties en eigenschappen wijken dus af van de relaties geldend voor beton.

Aanname II. $E_{soilmix} = 1482\ UCS^{0.8}$

Aanname III. $Soortelijke\ massa = 1900\ kg/m^3$

Aanname IV. $f_{ctm} = 0{,}1\ UCS$

Aanname V. Doorgaande uitharding na 28 dagen met significante sterkte toename

3.5 SAMENVATTING ANALYSE EN SPEERPUNT ONDERZOEK

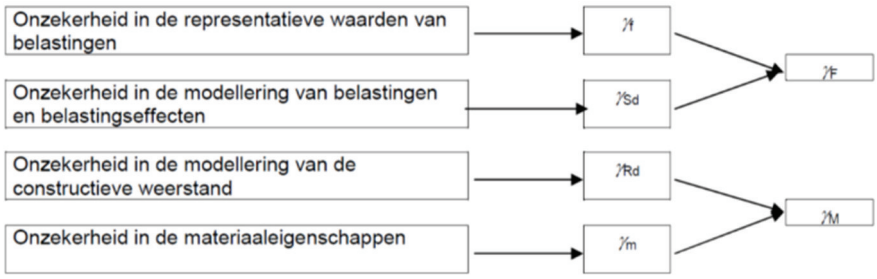
Zoals beschreven in paragraaf 3.1 is de verticale krachtswerking van een CSM wand is hetzelfde als die in elke andere diepwand of damwand en wordt verzorgd door de puntweerstand en schachtwrijving. Door het mechanisme van boogwerking, paragraaf 3.2.1, tussen de staalprofielen bestaat er horizontale afdracht van 'ongewapende' soil mix naar 'gewapende' soil mix. Deze 'gewapende' soil mix doorsnede betreft een combinatie van staalprofiel met soil mix die de buigcapaciteit van de wand verzorgd.
De theorie achter de krachtsafdracht is grotendeels gebaseerd op de mechanica van het evenwicht en wordt ook bij beton toegepast. Ten opzichte van beton zijn er enige afwijkingen voor materiaalrelaties en zijn er vraagstukken over de aanhechtspanning tussen het staal en de soil mix. Uit paragraaf 3.2 volgt dat indien het staalprofiel niet buiten de drukzone valt dat de maximale aanhechtspanning niet overschreden dient te worden. Wanneer het staalprofiel niet langer in de drukzone aanwezig is ontstaat er in theorie een vakwerk. Op welke manier cutter soil mix wanden nu exact de samenwerking verzorgen en met welke limieten dit plaatsvindt wordt het speerpunt van de rest van het onderzoek.

Speerpunt onderzoek

Naar aanleiding van de analyse is vooral de samenwerking tussen staalprofiel en soil mix onderwerp van discussie. De limieten van aanhechting en het wel of niet in de drukzone aanwezig zijn van het staalprofiel behoeven meer onderzoek. In het vervolg wordt er daarom gekeken of er samenwerking plaatsvindt, welke limieten er gelden voor de samenwerking en of dit te berekenen is met behulp van de geldende formules uit Eurocode 2.
Dit zal worden onderzocht op proefstukken van staalprofiel met soil mix in verschillende configuraties. De genoemde aanhechtspanning en vakwerkanalogie worden gebruikt om te analyseren welke limieten er bestaan voor de samenwerking van staal met soil mix. Om de toepasbaarheid van Eurocode 2 te testen worden de gevonden limieten vergelijken met de bezwijklimieten voor beton.

HOOFDSTUK 4. TOLERANTIES EN FACTOREN

Om de controleren of het gedrag van soil mix doorsneden te modelleren en te voorspellen is met behulp van bestaande betonnormen, worden er proefstukken getest. Het doel van de proeven is om te analyseren of bezwijkgedrag van het CSM materiaal met staalprofiel in overeenkomst is met het bezwijkgedrag van betondoorsneden.
Om een volledige beschrijving en modellering voor CSM op te stellen dienen de mogelijke onzekerheden in de modellering als ook de invloeden tijdens constructie van CSM wanden meegenomen te worden.



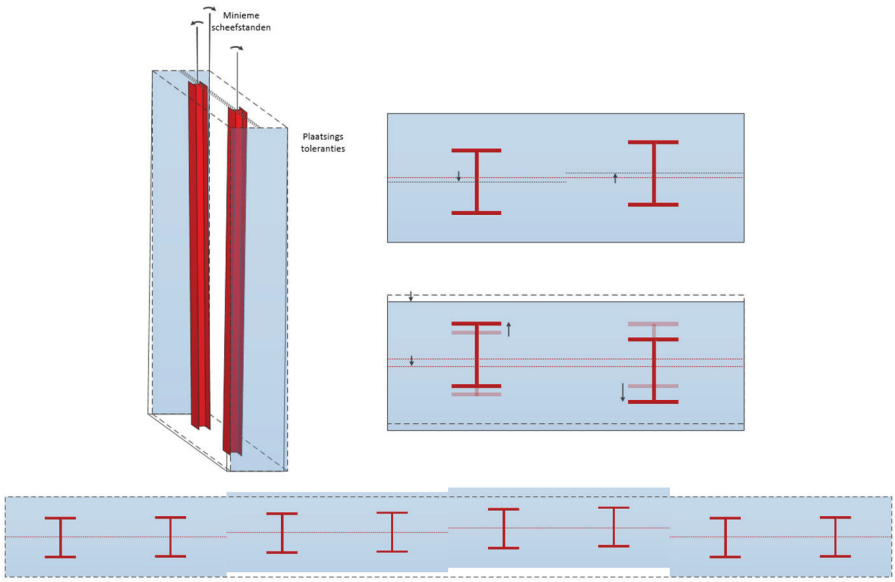
FIGUUR 4-1 VERBAND AFZONDERLIJKE PARTIËLE FACTOREN (NEN-EN 1991-1-1, 2011)

In verschillende aspecten van een CSM wand zijn er onzekerheden aanwezig. Onzekerheden bij aanvang van het ontwerp van een CSM wand, zoals bijvoorbeeld de te verwachtte druksterkte, kunnen door toepassing van maatregelen afgedekt worden. Andere onzekerheden dienen met behulp van marges en factoren beheersbaar gemaakt te worden.
In dit hoofdstuk is een kort overzicht gegeven van de onzekerheden en de maatregelen samen met veiligheidsfactoren en marges. Daarnaast worden onzekerheden en de invloed ervan gerelateerd aan de capaciteit van een CSM wand. De toleranties en factoren van toepassing in de praktijk worden eveneens geanalyseerd om deze mee te kunnen nemen in het testen van de proefstukken. De excentriciteit van het staalprofiel in de doorsnede door plaatsingsafwijkingen is hier een voorbeeld van.

4.1 IN-SITU

Een CSM wand wordt in-situ gebouwd zoals vermeld in paragraaf 3.4. De lokale grondopbouw en uitvoeringstoleranties zijn daarmee van invloed zijn op de uiteindelijke sterkte van de wand. Omdat de sterkte van de want pas achteraf geverifieerd kan worden dient er tijdens de voorontwerpfase een veilige inschatting op basis van de grondopbouw gemaakt te worden.

Naast de druksterkte zijn ook de exacte locatie en scheefstand van de wand in combinatie met plaatsingsafwijkingen van het staalprofiel van invloed op de capaciteit. Plaatsingsafwijkingen ten opzichte van het ontwerp kunnen met behulp van ingestelde toleranties en plaatsingseisen beheersbaar gemaakt worden. Een voorbeeld van een beheersingsmaatregel hierbij betreft een geleidingswerk voor de plaatsing van de staalprofielen. Naast de plaatsingsafwijkingen in het horizontale vlak aan de bovenzijde van de wand kan er door scheefstand ook een afwijking als functie van de hoogte aanwezig zijn. Met behulp van inclinometers kan de scheefstand van het staalprofiel in kaart gebracht worden. Naast maatregelen wordt er met veiligheidsfactoren gewerkt om onzekerheden en uitvoeringsafwijkingen beheersbaar te houden.



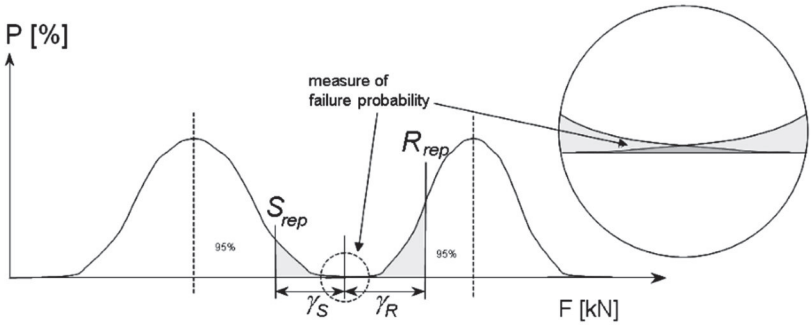
FIGUUR 4-2 INVLOED SCHEEFSTANDEN EN PLAATSINGSTOLERANTIES

4.2 VEILIGHEIDSFACTOREN

Voor de veiligheidsfactoren wordt er gebruik gemaakt van de probabilistische benadering met de kansdichtheid functie, doorgaans geschreven als $Z = R - S$. Hierin is R de weerstand tot bezwijken en S de belasting op de constructie.
Bij $Z < 0$ zal de constructie bezwijken waardoor er in de praktijk wordt ontworpen met behulp van veiligheidsfactoren in zowel de weerstand (sterkte) als ook de belasting. De zogenaamde *'design'* waarden worden bepaald waarmee de constructie berekend en ontworpen kan worden.

$$R_d \geq S_d \iff \frac{R_{rep}}{\gamma_M} \geq \gamma_F S_{rep} \tag{4.1}$$

De representatieve waarden worden in de redenatie van vergelijking (4.1) aangenomen als de 95% bovengrens van de belasting en de 5% ondergrens van de sterkte. Hierover worden vervolgens nog veiligheidsfactoren toegepast afhankelijk van de spreidingen van de belasting en het materiaal. γ_s en γ_r volgens Figuur 4-3 worden in de Eurocode en daarmee in Figuur 4-1 ook wel aangeduid als γ_F en γ_M.



FIGUUR 4-3 BEPALING DESIGN WAARDEN BELASTING EN STERKTE (NEN-EN 1991-1-1, 2011)

De toepassing van veiligheidsfactoren staat los van de materiaalkeuze en is dus voor zowel beton als soil mix van toepassing.

4.2.1 BELASTINGFACTOREN

De factoren voor de belastingen, oftewel S_{rep} en S_d, zijn vastgesteld volgens NEN-EN 1990 hoofdstuk 6 en NEN-EN 1991-1-1 hoofdstuk 2.

Er bestaan verschillende waarden van de factoren voor verschillende soorten belastingen. Zo zijn er drie verschillende typen belastingen te onderscheiden;

- Permanente belastingen zoals eigen gewicht, krimp en zettingen;
- Variabele belastingen zoals belasting op vloeren, wind en sneeuw;
- Extreme belasting zoals explosies en botsingen.

Tabel 4-1 Belastingfactoren voor UGT (NEN-EN 1991-1-1, 2011)

safety class	load combinations	$\gamma_{f;g}$		$\gamma_{f;q}$	$\gamma_{f;a}$
		normal (not favourable)	favourable		
	fundamental combinations				
1	1	1.2	0.9	1.2	-
2	1	1.2	0.9	1.3	-
3	1	1.2	0.9	1.5	-
1-2-3	2	1.35	0.9	-	-
	exceptional combinations				
1-2-3		1.0	1.0	1.0	1.0

Voor de gebruikstoestand zijn alle factoren 1,0 en wordt er dus gerekend met de representatieve waarden van de belasting. Voor de uiterste grenstoestand worden er factoren toegepast aan de hand van Tabel 4-1. De belastingfactoren zijn zoals ook te zien is in Tabel 4-1 onafhankelijk van het materiaal en dus ook voor soil mix van toepassing.

4.2.2 MATERIAALFACTOREN

Om de onzekerheden in het gebruikte materiaal en modellering beheersbaar te maken wordt er bij beton gebruikt gemaakt van een materiaalfactor. De factoren γ_m en γ_{Rd}, die samen de materiaalfactor vormen in Figuur 4-1, volgen uit NEN-EN 1991-1-1. Ter bepaling wordt er gebruik gemaakt van een level II probabilistische benadering. De materiaalfactor wordt volgens formule (4.2) afgeleid en heeft voor beton een gestandaardiseerd met een waarde van $\gamma_M = 1{,}5$.

$$\gamma_{rep;i} = \frac{1 - kV_i}{1 - \alpha_i \beta V_i} = \frac{\mu_i - k\sigma_i}{\mu_i - \alpha_i \beta \sigma_i} \tag{4.2}$$

μ	=	gemiddelde sterkte
σ	=	standaardafwijking materiaal
k	=	factor met betrekking tot de faalkans
α	=	invloedscoëfficiënt
β	=	betrouwbaarheidsindex

In de formule heeft de factor met betrekking tot de faalkans een theoretische waarde van 1,645 in overeenkomst met de 5% ondergrens van de normaalverdeling.
Echter bij een kleine steekproef wijkt de verdeling van de steekproef mogelijk af van de verdeling van de gehele verzameling. De acceptatiekans, kans dat de sterkte van het proefstuk groter is dan de 5% ondergrens, van een proefstuk betreft daarom 70%. De factor wordt dan, volgens (Taerwe, 1986), met 1,48 voor 15 proefstukken benaderd. (Kausay & Simon, 2007)
Dit is in overeenkomst met de betonnorm NEN-EN 13791 – "*Beoordeling van de druksterkte van beton in constructies en vooraf vervaardigde betonelementen*" (NEN-EN 13791, 2007) Art. 8.3.3 tabel 3.
De invloedscoëfficiënt α betreft $0{,}8$ voor dominante en $0{,}8 \times 0{,}4$ voor niet-dominante sterkte parameters (NEN-EN 1991-1-1, 2011). De betrouwbaarheidsindex betreft $\beta = \mu_z/\sigma_z$ met een waarde tussen 2,2 en 6,1 met als een gemiddelde van 3,8 (NEN-EN 1990, 2011).

Door de beschreven γ_{rep} te combineren met de onzekerheden in de modellering wordt de totale γ_M verkregen. Bij soil mix blijkt de verhouding σ/μ in overeenkomst met dezelfde verhouding bij beton. Voor soil mix wordt daarom de γ_{rep} en de daaruit volgende γ_M overeenkomstig met beton aangehouden. Een verder uitwerking van de achtergrond betreffende materiaalfactoren is gegeven in Bijlage A.6.

Aanname VI. $\gamma_M = \gamma_{soilmix} = 1{,}5$

4.3 FACTOREN SCHEURWIJDTE

Andere factoren in relatie tot de materiaalkeuze komen terug in de berekening van de scheurwijdte. De scheurwijdte is gedefinieerd als het verschil tussen de staal- en betonrek maal de scheurafstand. Zoals beschreven in paragraaf 3.3 bestaan er twee formuleringen voor deze scheurafstand (NEN-EN 1992-1-1, 2011) paragraaf 7.3.4.

$$s_{r,max} = 1{,}3 \cdot (h_s - x) \tag{4.3}$$

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \text{"Ø"} / \rho_{p,eff} \tag{4.4}$$

De factoren in de eerste vergelijking beschrijven de hoogte van onderkant profiel tot aan bovenkant drukzone min de hoogte van de drukzone. In de tweede vergelijking zijn de vier factoren gebaseerd op basis van een groot aantal betonproeven.

k_1 = 0,8 voor “high bond” / “1,6 plain surface”
k_2 = 0,5 voor belasting op buiging
k_3 = 3,4 correctiefactor op basis van verschillende betonproeven
k_4 = 0,425 correctiefactor op basis van verschillende betonproeven.

Hierbij dient vermeld te worden dat er discussie bestaat over de waarde van k_3 bij grote dekkingen. Dit omdat de formule zeer grote scheurafstanden geeft terwijl de formule is afgeleid op basis van kleine betondekkingen.
Voor de factoren uit de formulering voor het verschil in rek, vergelijking 3.6, geldt:

k_t = 0,4 voor lange duur / 0,6 voor korte duur
$\rho_{p,eff}$ = $\frac{A_s}{A_{c,eff}}$

Met in $A_{c,eff}$ de waarde van $h_{c,eff}$ als het minimum van $2{,}5(h-d)$, $\frac{h-x}{3}$ of $\frac{h}{2}$.

4.4 SAMENVATTING ONZEKERHEDEN

Met behulp van verschillende factoren en toleranties zijn de onzekerheden omtrent uitvoering beheersbaar te maken. De belastingfactoren voor CSM zijn onafhankelijk van het gekozen materiaal en zijn hetzelfde als bij beton.
De materiaalfactor voor soil mix volgt uit de formulering volgens NEN-EN 1990 weergegeven in paragraaf 4.2.2. Omdat de factor afhankelijk is van de verdeling van het aanwezige soil mix materiaal kan de factor afwijken van de factor bij beton. De factor σ/μ blijkt echter in overeenkomst met beton waarmee de totale materiaalfactor van $\gamma_M = 1{,}5$ ook voor soil mix wordt aangenomen. De onzekerheden omtrent het wel of niet samenwerken van het staalprofiel met soil mix als ook de materiaalrelaties van soil mix uit Hoofdstuk 3 kunnen door middel van proefstukken onderzocht worden. Plaatsingsafwijkingen worden getest aan de hand van proefstukken met excentrisch geplaatst staalprofiel.

HOOFDSTUK 5. BEPROEVING SAMENGESTELDE DOORSNEDE

In dit hoofdstuk wordt de opzet van de beoogde proeven en de daaruit volgende resultaten kort uiteengezet. Naast de opzet en resultaten worden ook twee modellen uiteengezet die het constructieve gedrag met behulp van betonmechanica en Eurocode 2 beschrijven. Naast een serie balken wordt ook een serie soil mix cilinders getest om gecombineerd meer kennis te verkrijgen over de gestelde aspecten van soil mix. De punten waarnaar gekeken wordt zijn:

- Samenwerking en de limieten van staal met soil mix;
- Scheurvorming in soil mix;
- Materiaalrelaties soil mix;
- Toepassing van betonnormen.

Er zijn daarvoor 16 balken, lengte x breedte x hoogte van 2,6 x 0,2 x 0,2 meter, getest van zowel beton als soil mix met IPE staalprofiel. Daarnaast zijn er soil mix balken met enkel 'standaard' wapening getest om zo de verschillen tussen de samenstellingen te analyseren. De totale serie aan balken bevat:

- betonnen balk met staalprofiel centrisch;
- soil mix balk met geribde wapening, twee maal rond 12 mm;
- soil mix balk met gladde wapening, twee maal rond 12 mm;
- soil mix balk met staalprofiel centrisch;
- soil mix balk met staalprofiel excentrisch in trekzone;
- soil mix met staalprofiel verkort.

Bij de beproevingen ligt de nadruk op de rekken ten gevolge van een kortdurende belasting op buiging. De hypothese is dat er voldoende aanhechting en overdracht van spanningen kan plaatsvinden tussen het staal en de soil mix om een samengestelde capaciteit mogelijk te maken. Hoe deze aanhechting en overdracht precies plaatsvindt is dus het onderwerp van de beproevingen.

- Hypothese - voldoende aanhechting en overdracht van spanningen tussen staal en soil mix om samengestelde capaciteit te waarborgen

Het doel van deze beproevingen is om de huidige benaderingen volgens de betonnorm te vertalen naar rekenregels die het gedrag van soil mix met staalprofiel kunnen beschrijven.

- Doel - relateren van betonnormen aan het scheurgedrag en capaciteit van de samengestelde CSM doorsnede

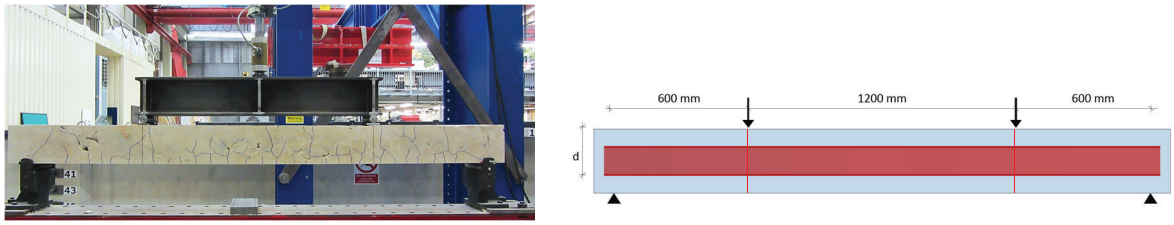
Het volledige proefplan is in detail beschreven in Bijlage B. De hoofdpunten en belangrijke aannames zijn ook in dit hoofdstuk uiteengezet. De proefstukken zijn geproduceerd door soil mix direct tijdens en na het vervaardigen van panelen in het project tunnel Hondsrugweg over te scheppen in bekistingen.

5.1 UIT TE VOEREN PROEVEN

De samenwerking van de doorsnede wordt getest met behulp van vierpuntsbuigproeven. Ter verificatie van de materiaaleigenschappen worden er ook druk- en splijttrekproeven uitgevoerd. De vierpuntsbuigproeven dienen ter analyse van het gedrag van de samengestelde doorsnede.

Gedurende de proeven worden het last-zakking diagram en het scheurpatroon in plaats en tijd gedocumenteerd. De proeven worden verplaatsing gestuurd uitgevoerd om bij het bereiken van de verschillende stadia van bezwijken alle gegevens in kaart te kunnen brengen.
De verschillende stadia van belang betreffen:

- nulpunt, onbelast;
- $\sigma_{ct} = f_{ct}$, het bereiken van de scheurgrens;
- $\sigma_s = f_{ym}$, het bereiken van de vloeigrens van het wapeningsstaal;
- $\varepsilon_c = \varepsilon_{c3} = \frac{f_{cd}}{E_{proef}}$, $\sigma_c = f_{cd}$, het bereiken van de rekenwaarde van de betondruksterkte;
- $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu3} = 2 \times \frac{f_{cd}}{E_{proef}}$, bereiken van stuikbreuk beton.



FIGUUR 5-1 PROEFOPSTELLING VIERPUNTSBUIGPROEF

5.1.1 *PROEFSTUKKEN*

Om een zo lang mogelijk scheurgebied te creëren is gekozen voor proefstukken met de afmetingen 2600 mm x 200 mm x 200 mm. Gebaseerd op het wapeningspercentage in de praktijk, het project tunnel Hondsrugweg, is er een keuze gemaakt voor een toe te passen IPE profiel. De toegepaste wapeningstaven zijn bepaald aan de hand het de flens van het gebruikte IPE profiel. Verdere uitwerking is te vinden in Bijlage B.2.
De verschillende balken en de in het vervolg gebruikte codering betreffen:

1) Betonnen balk C25/30 met staalprofiel centrisch, IPE80 S235 2500 mm

Codering: 4PB-IPE1 / 4PB-IPE2

2) Soil mix balk met geribde wapening, twee maal rond 12 mm B500A 2500 mm

Codering: 4PS-R1 / 4PS-R2

3) Soil mix balk met gladde wapening, twee maal rond 12 mm B220A 2500 mm

Codering: 4PS-G1 / 4PS-G2

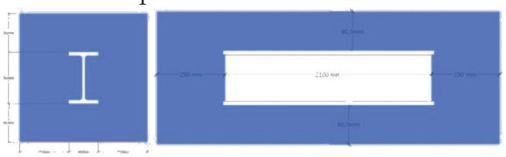
4) Soil mix balk met staalprofiel centrisch IPE80 S235 2500 mm

Codering: 4PS-IPE 1 / 4PS-IPE2 / 4PS-IPE3

5) Soil mix balk met staalprofiel excentrisch, positief ten behoeve van de momentcapaciteit, IPE80 S235 2500 mm

Codering: 4PS-IPE EX1 / 4PS-IPE EX2

6) Soil mix met staalprofiel verkort tot enkel waar $M>M_r$,IPE80 S235 2100 mm



Codering: 4PS-IPE K1 / 4PS-IPE K2 /4PS-IPE K3

In afwijking van de standaard 28 dagen test voor beton worden de balken na 56 dagen getest. Beton is na 28 dagen voor 70% tot 90% uitgehard terwijl dit bij soil mix gemiddeld nog geen 50% betreft. Om een goede vergelijking te maken, wordt beoogd om beide materialen een sterkte te laten behalen die minstens 70% tot 90% van de uiteindelijke sterkte betreft. Op basis van de doorgaande uitharding bij soil mix is daarom een keuze gemaakt voor een uithardingsperiode van 56 dagen.

5.1.2 PRODUCTIEPROCES PROEFSTUKKEN

De gebruikte handelingstappen in het productieproces worden in de volgende tabel kort uiteengezet. De balken zijn tot aan testdatum uitgehard in de afgesloten bekisting.

Handeling	Datum	Beschrijving
Productie CSM paneel	24-10	Productie CSM paneel direct in het werk
Handeling: Afscheppen 'spoil' laag	24-10	Tijdens frezen wordt de 'spoil' laag, lagere kwaliteit toplaag/teveel aan soil mix, afgeschept in naastgelegen reservoir
Handeling: Overscheppen in bekisting	24-10	Direct uit reservoir soil mix overgeschept in bekisting proefstukken
Handeling: Afsluiten bekistingen	24-10	Direct na storten bekistingen afsluiten middels folie en houten deksel
Handeling: Transport Emmen – Delft	24-10	Laden, transport en lossen van balken

Uitharden		Uitharden in afgesloten bekisting
Boren cilinders uit balk 1	12-11	Cilinders geboord uit balk 1 na 19 dagen Opslag: droge hal, lage luchtvochtigheid
Boren cilinders uit balk 2	19-11	Cilinders geboord uit balk 2 na 26 dagen Opslag: droge hal, lage luchtvochtigheid
28 dagen beproeving	21-11	Druk- en splijttrekbeproevingen
56 dagen beproeving	19-12	Druk- en splijttrekbeproevingen Vierpuntsbuigproeven (balken afgesloten tot moment van beproeven)
91 dagen beproeving	21-11	Druk- en splijttrekbeproevingen
119 dagen beproeving	21-11	Druk- en splijttrekbeproevingen

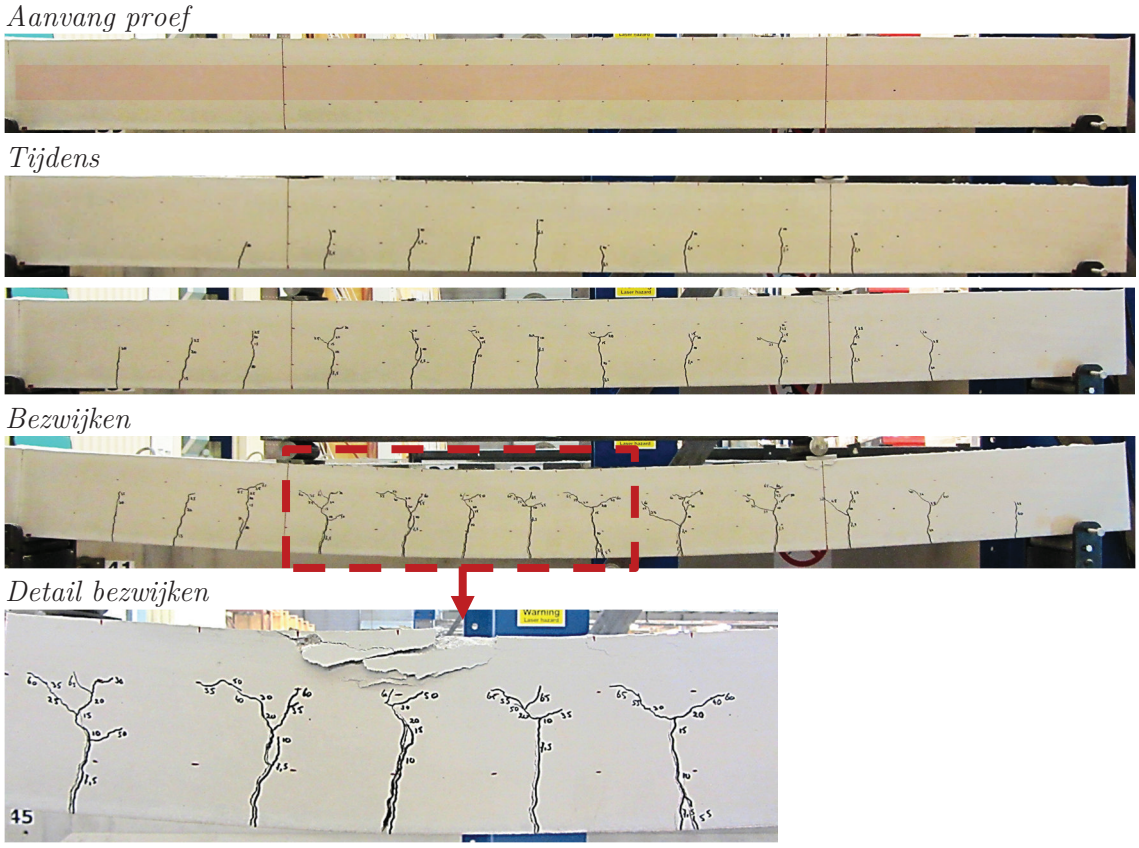
Figuur 5-2 cilinders en balken in bekisting

5.2 RESULTATEN PROEVEN

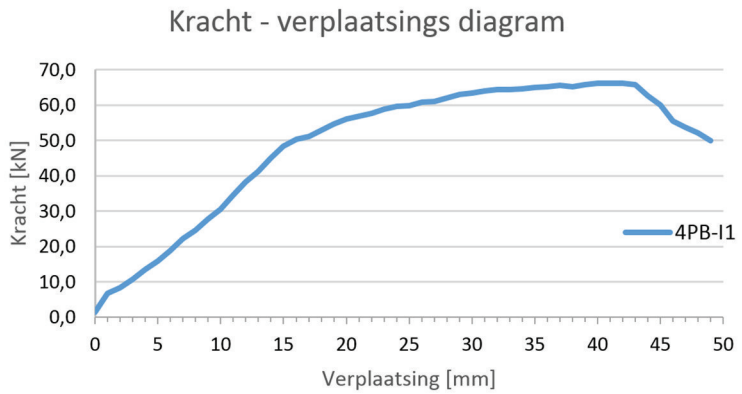
De resultaten van de druk-, splijttrek en buigproeven worden in deze paragraaf kort besproken. De koppeling met de gebruikte aannamen, bestaande normen en de modellen volgt in Hoofdstuk 6. Uitgebreide verslaglegging van de proefresultaten zijn te vinden in Bijlage D. Voor het scheurgedrag van de balken wordt het gebied tussen de puntlasten bekeken. Met behulp van een verticale rode streep is aangegeven waar de puntlasten gepositioneerd zijn.

5.2.1 *BETONNEN BALK MET CENTRISCH IPE 80*

De betonnen balken met centrisch IPE 80 staalprofiel zijn beproefd volgens de genoemde vierpuntsbuigproef uit paragraaf 5.2. In beide balken ontstaat een gelijkmatig verdeeld scheurenpatroon volgens de beschreven scheurontwikkeling in beton. De gemiddelde primaire scheurafstand is 325 mm en de secundaire scheurafstand 165 mm.



FIGUUR 5-3 SCHEURPATROON BETONNEN BALK



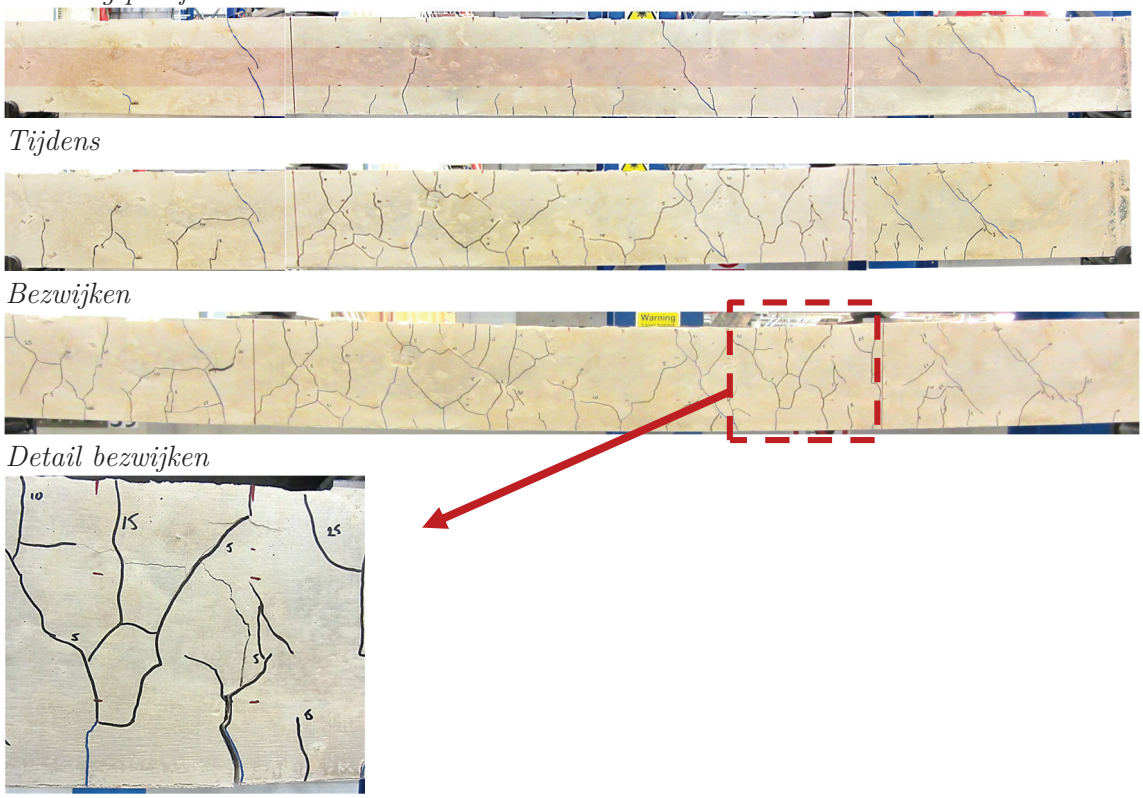
FIGUUR 5-4 GEDRAG BETONNEN BALK IPE 80

De scheuren ontwikkelen zich verticaal tot 10 a 20 mm onder de bovenflens van het IPE profiel waar de scheuren in horizontale richting verder groeien. De betonnen balken vertonen uiteindelijk een duidelijk bezwijken op druk volgens een zuivere buigbreuk. De drukzone heeft een hoogte van ongeveer 70 mm.

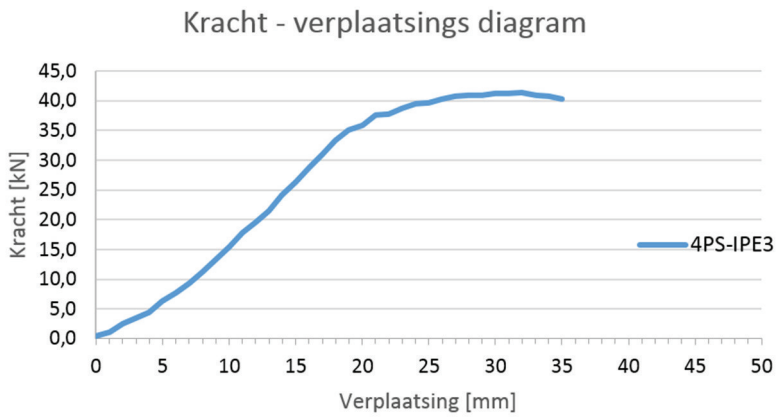
5.2.2 SOIL MIX BALK MET CENTRISCH IPE 80

De soil mix balken met centrisch IPE 80 op 60 mm van de onderzijde van het proefstuk vertonen lichte scheurvorming bij aanvang van de proef.
De proefstukken vertonen aan de onderzijde enkele buigscheuren met daarnaast een aantal doorgaande scheuren over de gehele hoogte in de dwarskrachtzone. Deze zijn waarschijnlijk het gevolg van het inhangen van het proefstuk.

Aanvang proef



FIGUUR 5-5 SCHEURPATROON SOIL MIX BALK CENTRISCH IPE



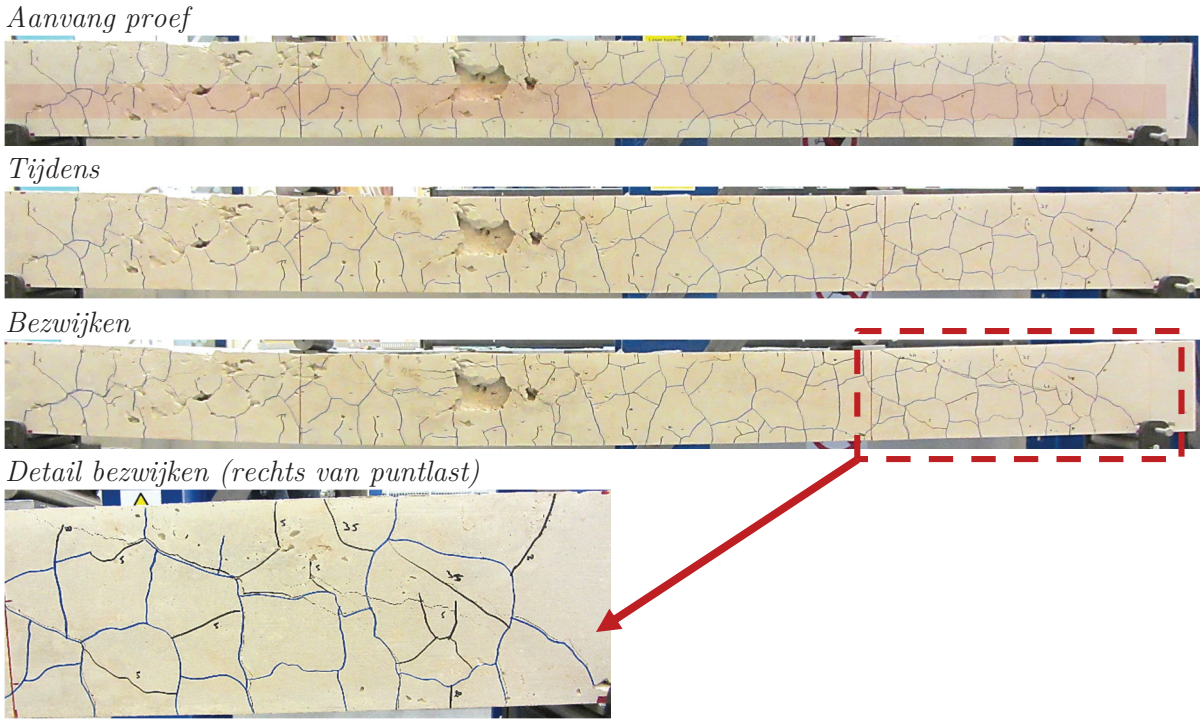
FIGUUR 5-6 GEDRAG SOIL MIX CENTRISCH IPE 80

De scheuren ontwikkelen zich verticaal tot aan de onderflens van het staalprofiel. Vervolgens ontwikkelen de scheuren zich in verscheidene diagonale richtingen naar de bovenflens. Na het

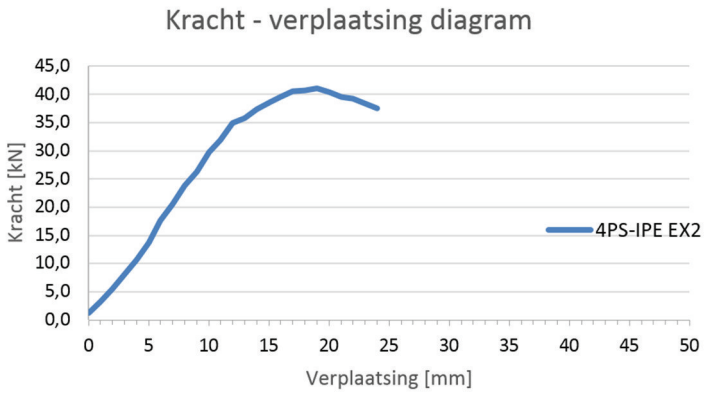
bereiken van de bovenflens vertakken de scheuren nogmaals. De scheurafstand blijkt niet gelijk voor de gehele balk.
Bezwijken vindt plaats door overschrijding van de maximale aanhechtspanning tussen de soil mix en het staalprofiel. Er treden geen duidelijke vormen van stuik of bezwijken op dwarskracht op. Rondom de bovenflens van het staalprofiel ontstaan tijdens de bezwijkfase enkele horizontale scheuren.

5.2.3 SOIL MIX BALK MET EXCENTRISCH IPE 80

De soil mix balken met excentrisch IPE 80 profiel op 35 mm van de onderkant van het proefstuk vertonen bij aanvang van de proef enkele scheuren. Het grootste deel van de scheuren is bij aanvang van de proef al aanwezig.



FIGUUR 5-7 SCHEURPATROON SOIL MIX EXCENTRISCH IPE



FIGUUR 5-8 GEDRAG SOIL MIX EXCENTRISCH IPE 80

Opvallend is dat de scheurafstand klein blijft, rond de 50 mm, waarbij de ontwikkeling van deze scheuren veelal stopt bij de onderflens van het staalprofiel.

Rondom de bovenflens is bij bezwijken van de balk duidelijk horizontale scheurvorming te zien. Het bezwijken van de balken gebeurd door een dwarskrachtscheur van oplegging naar puntlast. Opvallend is daarbij dat de onderzijde van de balk over de gehele lengte in de lengte richting gescheurd is. Daarnaast blijkt ook dat een gereduceerde doorsnede, door middel van een uitsparing aan de zijkant, niet maatgevend is.

Het totale overzicht aan bezwijklasten per balk is gegeven in onderstaande tabel.

Tabel 5-1 Bezwijklast balken

Proefstuk	Bezwijkmechanisme	Bezwijklast
Balk 4PB-IPE 1	Stuik	66.2 kN
Balk 4PB-IPE 2	Stuik	52.4 kN
Balk 4PS-R1	Dwarskracht	20.6 kN
Balk 4PS-R2	Dwarskracht	21.3 kN
Balk 4PS-G1	Dwarskracht	14.0 kN
Balk 4PS-G2	Dwarskracht	18.0 kN
Balk 4PS-IPE 1	Aanhechting bovenflens	34.0 kN
Balk 4PS-IPE 3	Aanhechting bovenflens	41.2 kN
Balk 4PS-IPE EX 1	IPE buiten drukzone + Dwarskracht	42.4 kN
Balk 4PS-IPE EX 2	IPE buiten drukzone + Dwarskracht	41.0 kN
Balk 3PS-IPE K2	Dwarskracht	19.0 kN

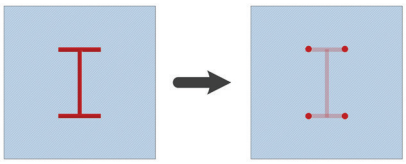
5.3 MODELLERING

Om de resultaten van de beproevingen te relateren aan de betonnormen wordt er gebruik gemaakt van twee modellen. Beide modellen zijn gebaseerd op het stappenplan behorend bij het moment-kappa diagram op basis van Eurocode 2. En de aanname bij beide modellen betreft dat de doorsneden te berekenen zijn volgens mechanicaregels en de Eurocode.
In model 1 wordt de doorsnede gemodelleerd als een balk met 4 ronde, geribde wapeningsstaven. Het doorrekenen van de doorsnede gebeurd vervolgens exact volgens de betonnorm.
In model 2 wordt er afgeweken van de betonnorm omdat deze gebaseerd is op doorsneden met geribd wapeningsstaal. In het 2e model wordt de doorsnede volgens de werkelijkheid gemodelleerd als een ligger met glad staalprofiel.

Aanname VII.	Soil mix doorsneden zijn te berekenen met behulp van Eurocode 2 betreffende capaciteit, samenwerking, scheurvorming en vervorming.

5.3.1 MODEL 1 – 'STANDAARD' GEWAPENDE BALK

In het 1e model wordt de capaciteit van een soil mix balk met staalprofiel berekend volgens de 'standaard' gewapende balk met druk- en trekwapening. Hierbij worden de boven- en onderflens van het IPE staalprofiel gemodelleerd als een tweetal wapeningsstaven/platen. De capaciteit wordt aan de hand van het moment-kappa diagram berekend waarbij één op één de betonnorm gevolgd wordt. Enkel het lijf en dus de koppeling tussen druk- en trekwapening wordt als dwarskrachtwapening verondersteld en niet meegenomen.



FIGUUR 5-9 MODELLERING 'STANDAARD' GEWAPENDE BALK

De diameter van de wapeningstaven zijn bepaald op basis van de omtrek en oppervlakte van de flenzen van het staalprofiel.

$$A_{staalO} \approx A_{IPE} \rightarrow n_{staven} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_{staaf}^2 \approx b_{IPE} \cdot t_{f_{IPE}} \tag{5.1}$$

$$O_{staalO} \approx O_{IPE} \rightarrow n_{staven} \cdot \pi \cdot d_{staaf} \approx 2 \cdot b_{IPE} + 2 \cdot t_{f_{IPE}} \tag{5.2}$$

Er wordt gebruik gemaakt van een IPE 80 staalprofiel en een tweetal rond 12 mm staven gebaseerd op het wapeningspercentage uit de case. Op deze manier wordt er met een significante dekking op het staalprofiel gewerkt wat in overeenkomst is met de uitvoering in de praktijk.
Het schema van het moment-kappa diagram is hieronder kort weergegeven en volgt uit *Constructieleer gewapend beton* (Braam & Lagendijk, 2011). Op de punten scheur-, vloei-, stuik- en bezwijkmoment worden de benodigde kracht en verplaatsing berekend. De benodigde kracht en bijbehorende verplaatsing kunnen tijdens de beproevingen gemeten worden.

Tabel 5-2 Stroomschema doorsnede capaciteit op basis van EC 2

bepaal gegevens
constructie-element

↓

scheurmoment
- teken ε- en σ-diagram bij $\sigma_c = f_{ctm}$
- $\sum H = 0$
- $X_{ongescheurd} = \ldots.$
- bereken M_r en EI_0
- bereken K_r
- bereken F, u, s_{max}, w

↓

vloeimoment
- teken ε- en σ-diagram bij $\sigma_s = f_{yd}$
- $\sum H = 0$
- $X_y = \ldots.$
- controleer aanname
- bereken M_y
- bereken K_y
- bereken EI_y
- bereken F, u, s_{max}, w

↓

stuikmoment
- teken ε- en σ-diagram bij $\varepsilon_c = \varepsilon_{c3} = 1{,}75$ ‰
- $\sum H = 0$
- $X_{c,pl} = \ldots.$
- controleer aanname
- bereken $M_{c,pl}$
- bereken $K_{c,pl}$
- bereken $EI_{c,pl}$
- bereken F, u, s_{max}, w

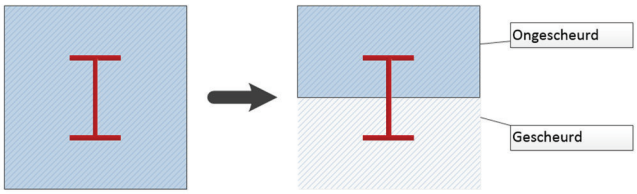
↓

bezwijkmoment
- teken ε- en σ-diagram bij $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu3} = 3{,}5$ ‰
- $\sum H = 0$
- $X_{Rd} = \ldots.$
- controleer aanname
- bereken M_{Rd}
- bereken K_{Rd}
- bereken EI_{Rd}
- bereken F, u, s_{max}, w

5.3.2 MODEL 2 – SAMENGESTELDE LIGGER

In het 2e model is de doorsnede gemodelleerd als een samengestelde ligger van staalprofiel met soil mix. Hierbij wordt de samengestelde doorsnede eveneens berekend op de punten van het moment-kappa diagram met uitzondering van de bepaling van de buigstijfheid.

Volgens het stappenplan in *Constructieleer gewapend beton* (Braam & Lagendijk, 2011) wordt de momentcapaciteit bepaald aan de hand van het evenwicht. Vervolgens wordt de buigstijfheid bepaald op basis van $EI = M/K$.
In dit model wordt de geometrie van de gecombineerde doorsnede gebruikt on de buigstijfheid te bepalen. Bij de bepaling wordt voor de soil mix bijdrage enkel het ongescheurde deel aan soil mix gebruikt. De momentcapaciteit wordt vervolgens bepaald op basis van $M = EI \times K$. In essentie wordt er gebruik gemaakt van dezelfde aanpak. De bijdrage op basis van de excentriciteit van het staalprofiel ten opzichte van het zwaartepunt wordt door middel van de tweede aanpak alleen beter inzichtelijk gemaakt.
Om de samenwerking van soil mix en staal te garanderen is van belang dat er voldoende overdracht van spanningen kan plaatsvinden.

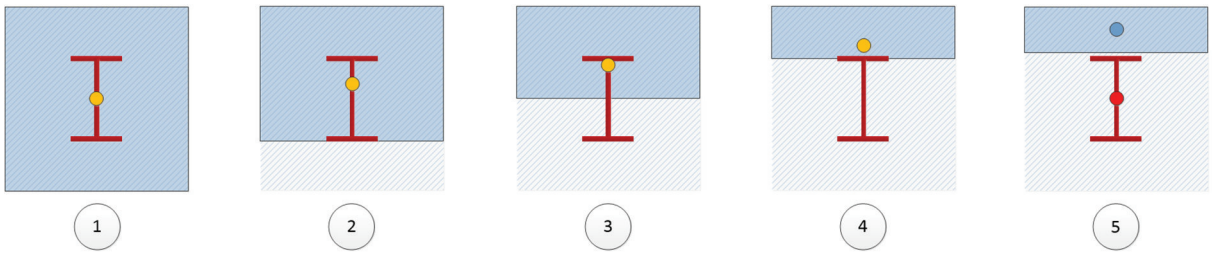


FIGUUR 5-10 MODELLERING SAMENGESTELDE LIGGER

Voor de samengestelde ligger bestaan er vier verschillende doorsneden:

- volledige ongescheurd;
- gescheurd tot onderflens IPE;
- gescheurd tussen onder- en bovenflens;
- bovenflens IPE nog net in drukzone.

De limiet van het model ligt tussen doorsnede vier en vijf. In de vijfde doorsnede in Figuur 5-11 is geen sprake meer van een samengestelde ligger. De ligger reduceert tot twee losse componenten. De stijfheid van het soil mix gedeelte is hierbij zeer gering en de stijfheid van het staalprofiel is daarom maatgevend.



FIGUUR 5-11 SAMENGESTELDE LIGGER VOOR CENTRISCH IPE PROFIEL

De samengestelde stijfheid kan nu berekend worden door het traagheidsmoment te combineren met de eerder aangenomen elasticiteitsmodulus voor soil mix. Gezien de werking van het staalprofiel als geheel en de excentriciteit ten opzichte van het zwaartepunt, volgt hierdoor een andere buigstijfheid dan wanneer er exact volgens de modellering uit de Eurocode gewerkt zou worden. In het model wordt eerst het zwaartepunt van elke doorsnede bepaald. Vervolgens kunnen de bijdragen van alle componenten ten opzichte van dit zwaartepunt bepaald worden. Met de vergrotingsfactor worden de stijfheidsverschillen opgenomen, $\alpha_e = E_{staal}/E_{soilmix}$.

$$NC = \frac{b_{proef} \times \frac{h_{ongescheurd}^2}{2} + \alpha_e \times A_{IPE} \times \left(\frac{h_{proef}}{2} + exc\right)}{b_{proef} \times h_{ongescheurd} + \alpha_e \times A_{IPE}} \tag{5.3}$$

$$EI_{IPE} = E_{soilmix} \times \left(\frac{1}{12} b_{proef} h_{ongescheurd}^3 + A_{ongescheurd}\left(\frac{h_{ongescheurd}}{2} - NC\right)^2\right) + E_{staal} \times \left(I_{yIPE} + A_{IPE}\left(\frac{h_{proef}}{2} + exc - NC\right)^2\right) \tag{5.4}$$

Het stroomschema voor berekening van het moment-kappa diagram kan wederom gevolgd worden, mits gemodificeerd voor de bepaling van het zwaartepunt van de doorsnede.

TABEL 5-3 STROOMSCHEMA DOORSNEDE CAPACITEIT OP BASIS VAN SAMENGESTELDE LIGGER

bepaal gegevens
constructie-element

↓

scheurmoment
- teken ε- en σ-diagram bij $\sigma_c = f_{ctm}$
- $\sum H = 0$
- $X_{ongescheurd} = \ldots.$
- Ongescheurde doorsnede op basis van $X_{ongescheurd}$
- bereken zwaartepunt (NC_r) doorsnede
- bereken K_r
- bereken EI_r
- $M_r = K_r \times EI_r$

↓

vloeimoment
- teken ε- en σ-diagram bij $\sigma_s = f_{yd}$
- $\sum H = 0$
- $X_{yield} = \ldots.$
- Ongescheurde doorsnede op basis van X_{yield}
- bereken zwaartepunt (NC_y)doorsnede
- bereken K_y
- bereken EI_y
- $M_y = K_y \times EI_y$

↓

stuikmoment
- *teken ε- en σ-diagram bij* $\varepsilon_c = \varepsilon_{c3} = \frac{f_{cd}}{E_{soilmix}}$
- $\sum H = 0$
- $X_{plastisch} = \ldots.$
- Ongescheurde doorsnede op basis van $X_{plastisch}$
- bereken zwaartepunt (NC_{pl}) doorsnede
- bereken K_{pl}
- bereken EI_{pl}
- $M_{pl} = K_{pl} \times EI_{pl}$

↓

bezwijkmoment
- *teken ε- en σ-diagram bij* $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu3} = 2 \times \frac{f_{cd}}{E_{soilmix}}$
- $\sum H = 0$

- $X_{bezwijk} = \ldots$
- Ongescheurde doorsnede op basis van $X_{bezwijk}$
- bereken zwaartepunt (NC_{rd}) doorsnede
- bereken K_{rd}
- bereken EI_{rd}
- $M_{rd} = K_{rd} \times EI_{rd}$

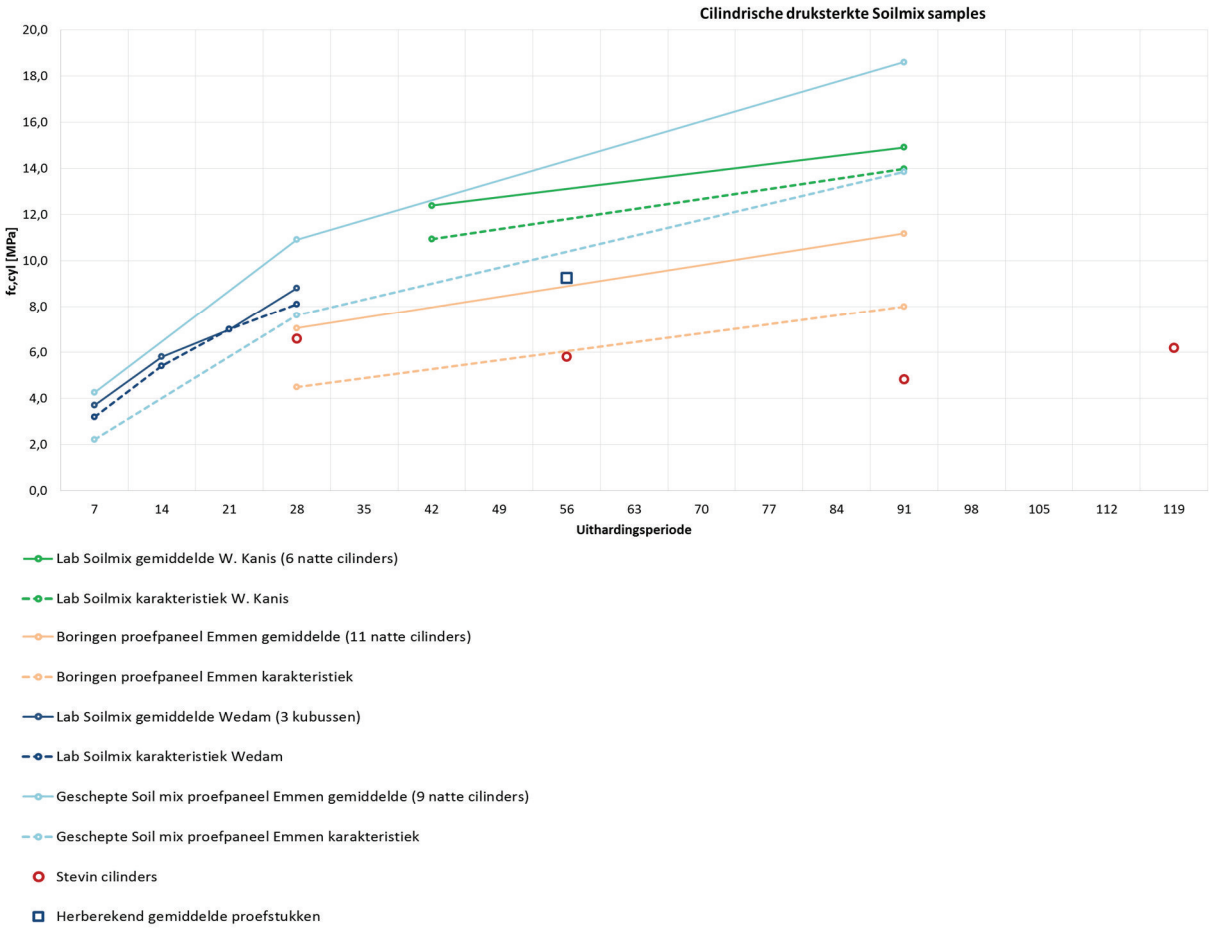
De stroomschema's van beiden modellen wijken niet veel van elkaar af. Het verschil zit met name in de modellering van de doorsnede waarna er op dezelfde punten de capaciteit van de doorsnede bepaald wordt. De materiaalgegevens en relaties worden in beiden modellen volgens Hoofdstuk 3 en Hoofdstuk 4 aangehouden.

5.4 VERIFICATIE MATERIAALEIGENSCHAPPEN

Ter verificatie van de materiaaleigenschappen is een serie aan cilinders getest. De gevonden relatie tussen de druk- en treksterkte is al in paragraaf 3.4.4 besproken. Het gemiddelde van drukproeven per testdatum is opgenomen in Figuur 5-12 door middel van de rode cirkels. De cilinders zijn na productie tot het tijdstip van beproeven in een droge hal met lage luchtvochtigheid opgeslagen. De uithardingscondities wijken daarmee af van de gegeven condities in de geldende normen NEN-EN 12390-1 en NEN-EN 12390-2.
In verband met de afwijkende opslag van de cilinders is de druksterkte op 56 dagen herleid uit de bezwijklimieten van de balken. De gemiddelde druksterkte op basis van Tabel 5-4 blijkt in overeenkomst met de verwachtte doorgaande uitharding uit Figuur 3-9. De aangenomen doorgaande uitharding uit paragraaf 3.4 blijkt daardoor aanwezig te zijn in de geteste proefstukken.
De druksterkte is herleid volgens NEN-EN 1992-1-1 Art. 6.2.3 en ROK Art. 8.4.2. De toelichting op de bezwijkmechanismen volgt in paragraaf 6.1.
Niet alle balken zijn opgenomen in onderstaande tabel in verband met afwijkingen tijdens beproeven. Afwijkingen betroffen afschuiving van de oplegging en een afwijkende positie van het staalprofiel. De codering van de proefstukken is overgenomen uit paragraaf 5.2.1 waarbij 4PS-IPE 2, 3PS-IPE K 1 en 3PS-IPE K2 niet zijn meegenomen vanwege de genoemde afwijkingen.

TABEL 5-4 HERLEIDDE DRUKSTERKTE BALKEN

Proefstuk	Bezwijkmechanisme	Druksterkte (UCS) herleid op 56 dagen
Balk 4PS-R1	Dwarskracht	13,1 MPa
Balk 4PS-R2	Dwarskracht	12,9 MPa
Balk 4PS-G1	Dwarskracht	10,7 MPa
Balk 4PS-G2	Dwarskracht	8,7 MPa
Balk 4PS-IPE 1	Aanhechting bovenflens	8,1 MPa
Balk 4PS-IPE 3	Aanhechting bovenflens	10,1 MPa
Balk 4PS-IPE EX 1	Dwarskracht	12,1 MPa
Balk 4PS-IPE EX 2	Dwarskracht	10,9 MPa
Balk 3PS-IPE K2	Dwarskracht	11,2 MPa
Gemiddelde obv Balken met IPE		**9,27 MPa**



Figuur 5-12 Vergelijking gevonden waarden met vooronderzoek

HOOFDSTUK 6. ANALYSE RESULTATEN

De resultaten van de proeven uit het voorgaande hoofdstuk worden in dit hoofdstuk geanalyseerd en vergeleken met de opgestelde modellen. Aan de hand van de vergelijking kan bepaald worden of cutter soil mix wanden te berekenen zijn volgens één van de modellen. Daarbij wordt bepaald in hoe ver het constructieve gedrag overeenkomt met dat van beton zoals beschreven in de Eurocode 2. De aannamen en materiaalrelaties worden hiervoor geverifieerd en gekoppeld aan de gevonden resultaten.

6.1 ANALYSE VIERPUNTSBUIGPROEVEN

De bezwijkmechanismen zijn niet voor alle geteste configuraties hetzelfde. De gevonden vormen van bezwijken betroffen bezwijken op druk, op aanhechting en volgens een dwarskrachscheur. Verder blijkt uit de balken met verkort IPE, opgenomen in Bijlage D, dat deze verkorting in het geval van de uitgevoerde proef slechts minimaal kon zijn. Bij een afstand tussen oplegging en begin wapening van minder dan 80 mm bleek er een dwarskracht van 10 kN te kunnen worden overgedragen. Een grotere verkorting met een grotere afstand tussen wapening en oplegging bleek nauwelijks in staat belasting te dragen.

Voor de betonnen balken met centrisch IPE profiel worden de maximale waarden voor dwarskracht en aanhechtspanning niet overschreden, weergegeven in Figuur 6-1. Stuik is daarmee een logische bezwijkvorm.
De maximaal toelaatbare dwarskracht wordt berekend volgens NEN-EN 1992-1-1 Art. 6.2.3. De maximale aanhechtspanning is gebaseerd op Art 8.4.2 uit dezelfde norm.

Herleid middels gemeten waarden			Maximaal volgens normen		
Schuifspanning	1,466	MPa	NEN-EN 1992-1-1	3,283	MPa
Dwarskracht	33109	N	NEN-EN 1992-1-1 Art.6.2.3 (ongewapend)	31191	N
			NEN-EN 1992-1-1 Art.6.2.3 (gewapend)	131304	N
Aanhechtspanning verankeringsle	0,621	MPa	NEN-EN 1992-1-1 Art. 8.4.2	4,489	MPa
Aanhechtspanning drukzone	1,285	MPa	NEN-EN 1992-1-1 Art. 8.4.2	4,489	MPa

FIGUUR 6-1 CHECKS BETONNEN BALK IPE 80 (4PB-IPE1)

Uit de proefresultaten blijkt dat de aanhechtspanning volgens NEN-EN 1992-1-1 Art. 8.4.2 in geen enkel geval overschreden wordt. Zoals ook omschreven in paragraaf 3.2.3 is de Art. 8.4.2 niet toegespitst op het gebruik van glad staal en dienen mogelijk andere benaderingen gebruikt te worden. Omdat er in de soil mix balken duidelijk horizontale scheuren rondom de flenzen van het staalprofiel zichtbaar zijn is in Figuur 6-2 is de aanhechtspanning vergeleken met:

- "*Richtlijnen ontwerp kunstwerken*" (ROK) paragraaf 6.1 Art. 8.4.2;
- de uittrekproeven uit Belgisch onderzoek Figuur 3-5 (Denies, et al., 2012);
- NEN-EN 1992-1-1 Art. 8.4.2.

In Figuur 6-2 is te zien dat de soil mix balk met centrisch IPE profiel de aanhechtspanning volgens "*Richtlijnen ontwerp kunstwerken*" (ROK) Art. 8.4.2 benaderd tijdens bezwijken.
Dit is een verklaring voor de horizontale scheuren rondom de bovenflens van het staalprofiel.

Herleid middels gemeten waarden			Maximaal volgens normen		
Schuifspanning	0,948	MPa	NEN-EN 1992-1-1	1,759	MPa
Dwarskracht	20642	N	NEN-EN 1992-1-1 Art.6.2.3 (ongewapend)	18355	N
			NEN-EN 1992-1-1 Art.6.2.3 (gewapend)	70370	N
Aanhechtspanning verankeringsle	0,553	MPa	ROK 8.4.2 / Uittrekproeven / 1992-1-1 Art. 8.4.2	0,802 / 1,019 / 1,605	MPa
Aanhechtspanning drukzone	0,795	MPa	ROK 8.4.2 / Uittrekproeven / 1992-1-1 Art. 8.4.2	0,802 / 1,019 / 1,605	MPa

FIGUUR 6-2 CHECKS SOIL MIX CENTRISCH IPE 80 (4PS-IPE3)

De soil mix balken met excentrisch staalprofiel vertonen bezwijken door overschrijding van de maximaal toelaatbare dwarskracht. Volgens controle met de betonnorm blijkt dat er bezwijken optreedt zodra de ongewapende maximale dwarskracht, ongeveer 21 kN, bereikt wordt.
Uit de ongescheurde hoogte blijkt dat het staalprofiel niet langer in de drukzone aanwezig is. Volgens de vakwerkanalogie uit paragraaf 3.2.4 is de overschrijding van de ongewapende dwarskrachtcapaciteit daarom een logische bezwijkvorm.

Herleid middels gemeten waarden			Maximaal volgens normen		
Schuifspanning	0,554	MPa	NEN-EN 1992-1-1	0,541	MPa
Dwarskracht	20509	N	NEN-EN 1992-1-1 Art.6.2.3 (ongewapend)	21633	N
			NEN-EN 1992-1-1 Art.6.2.3 (gewapend)	75310	N
Aanhechtspanning verankeringsle	0,548	MPa	ROK 8.4.2 / Uittrekproeven / 1992-1-1 Art. 8.4.2	0,802 / 1,019 / 1,605	MPa
Aanhechtspanning drukzone	0,694	MPa	ROK 8.4.2 / Uittrekproeven / 1992-1-1 Art. 8.4.2	0,802 / 1,019 / 1,605	MPa

FIGUUR 6-3 CHECKS SOIL MIX EXCENTRISCH IPE 80 (4PS-IPE EX2)

FIGUUR 6-4 BEZWIJK DETAILS 4PB-IPE1 STUIK, 4PS-IPE3 AFSCHUIVING EN 4PS-IPE EX2 DWARSKRACHT

De limieten waarop de balken bezwijken betreffen dus:

- ε_{cu3} voor beton met centrisch IPE;
- ROK 8.4.2 voor soil mix met centrisch IPE;
- NEN-EN 1992-1-1 Art. 6.2.3 voor soil mix met excentrisch IPE.

Deze limieten kunnen in combinatie met het te gebruiken model het volledige gedrag van de cutter soil mix balken gedurende de proef beschrijven.

6.2 MODELLEN VERSUS METING

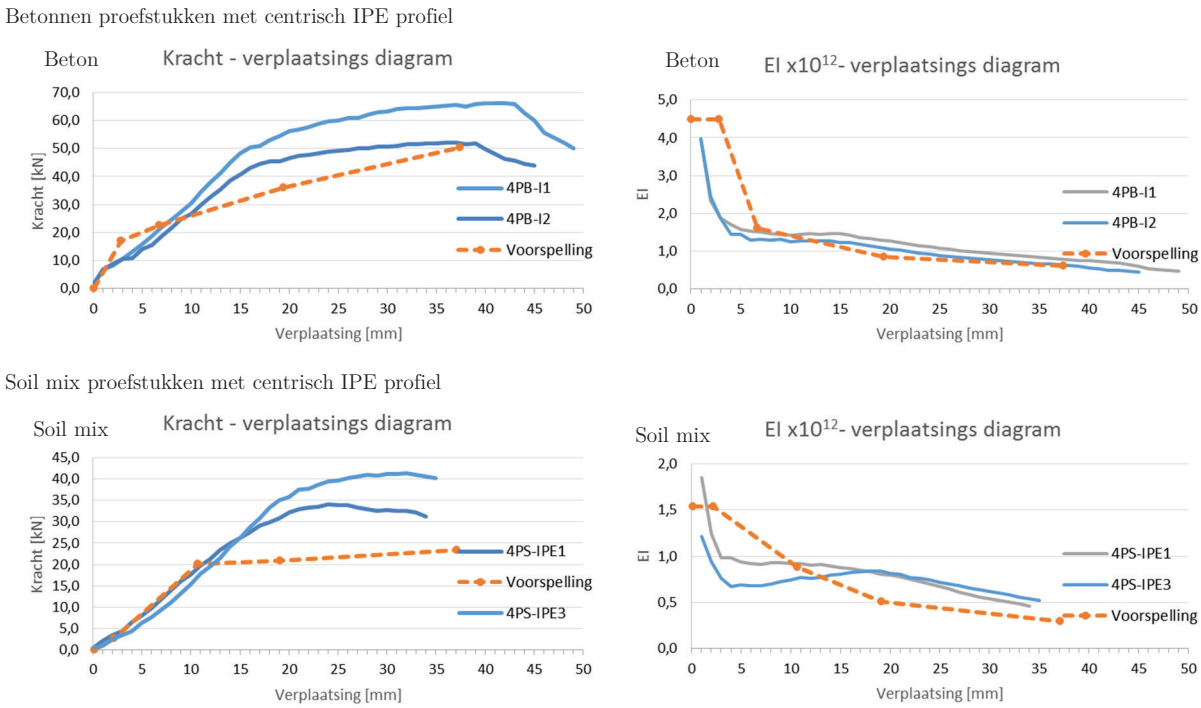
De gemeten waarden tijdens de beproevingen zijn de toegepaste kracht en de doorbuiging. Het moment en de kromming kunnen uit deze gemeten waarden afgeleid worden en geven samen de buigstijfheid van de balk.

Kracht → ***Moment***
Doorbuiging → ***Kromming*** → ***Buigstijfheid***

Beide modellen worden in deze paragraaf vergeleken met de gemeten waarden. Hierbij zijn de modellen uitgewerkt op de vijf punten uit het moment-kappa diagram; nulpunt, scheurmoment, vloeimoment, stuikmoment en bezwijkmoment.

6.2.1 MODEL 1 – 'STANDAARD' GEWAPENDE BALK

Model 1, beschreven in paragraaf 5.3.1, blijkt ten opzichte van de gemeten resultaten een ander verloop te beschrijven. Uit Figuur 6-5 volgt, dat model 1 de capaciteit van de doorsnede lager inschat. Daarbij blijkt ook de buigstijfheid duidelijk af te wijken van de herleide waarden.



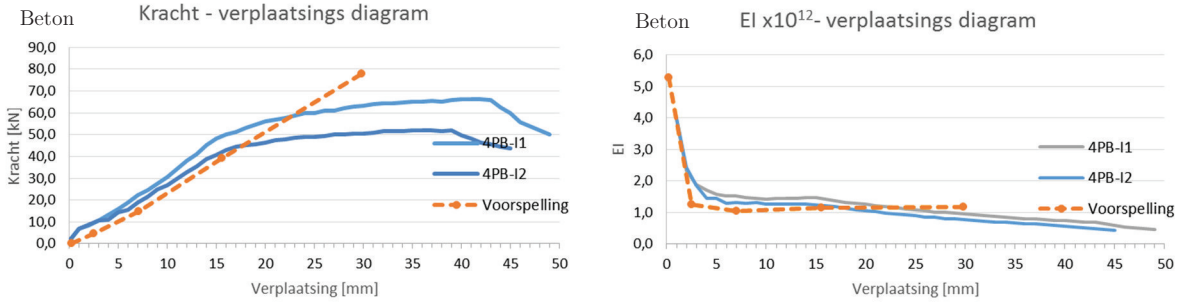
FIGUUR 6-5 MODEL 1 VERSUS METING BETON EN SOIL MIX CENTRISCH IPE

6.2.2 MODEL 2 – SAMENGESTELDE LIGGER

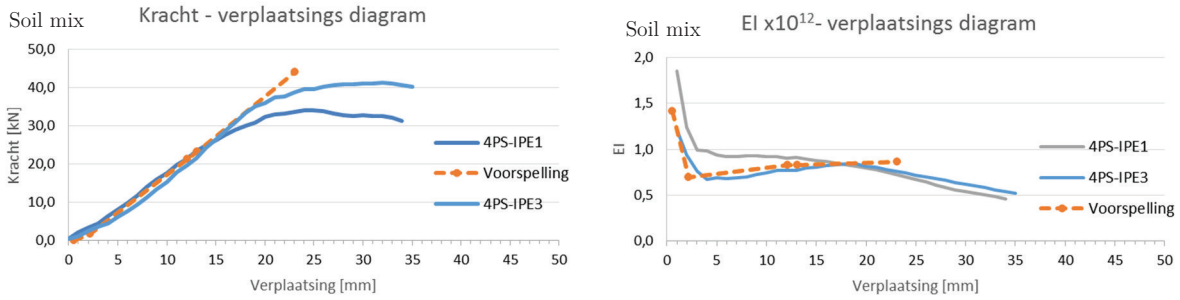
Model 2, beschreven in paragraaf 5.3, blijkt het verloop van de metingen beter te benaderen. Uit Figuur 6-6 blijkt dat enkel het laatst berekende punt, bezwijkmoment, een afwijking heeft met de metingen.

De gestelde eis uit paragraaf 5.3 dat er volledige overdracht van spanningen tussen staal en soil mix kan plaatsvinden wordt hier niet gehaald. Lokaal bestaat er geen samenwerking meer tussen staal en soil mix of beton waardoor de buigstijfheid reduceert. Dit is duidelijk te zien in de onderstaande buigstijfheidsdiagrammen.

Betonnen proefstukken met centrisch IPE profiel



Soil mix proefstukken met centrisch IPE profiel

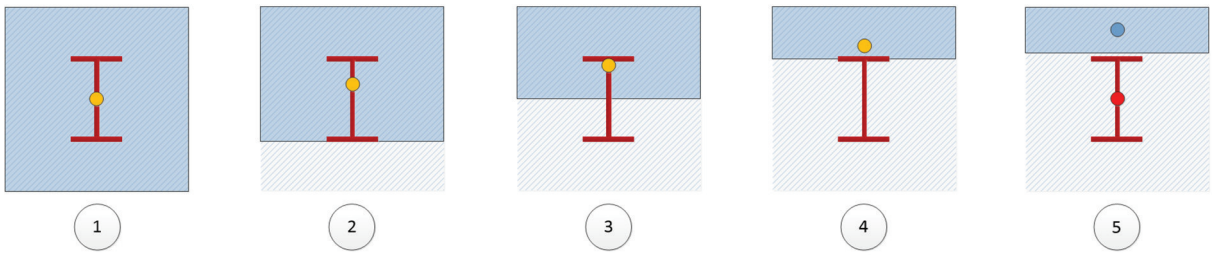


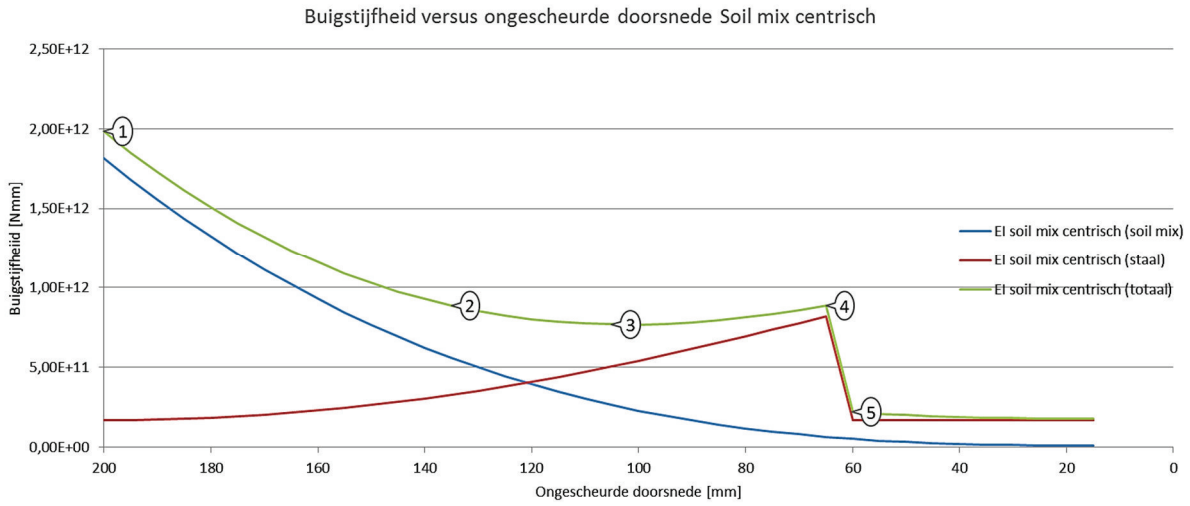
FIGUUR 6-6 MODEL 2 VERSUS METING BETON EN SOIL MIX CENTRISCH IPE

6.2.3 UITWERKING MODEL SAMENGESTELDE LIGGER

Omdat model 2, samengestelde ligger, goed overeenkomt met de gemeten waarden is deze verder uitgewerkt.
In de voorgaande paragraaf is model 2 slechts op vijf specifieke evenwichtspunten berekend. Door de buigstijfheid voor elke mogelijke doorsnede te bepalen blijkt model 2 het volledige verloop van de gemeten waarden te beschrijven.
De excentriciteit van het staalprofiel blijkt een significante bijdrage te hebben voor de buigstijfheid. De bijdrage van de soil mix blijkt snel af te nemen naar mate de doorsnede scheurt. Zolang er echter samenwerking heerst draagt de ongescheurde soil mix wel bij aan de positie van het zwaartepunt en dus de excentriciteit van het staalprofiel. De bijdrage van de excentriciteit kan, zoals eerder gesteld, met behulp van de regel van Steiner berekend worden. De gecombineerde buigstijfheid is weergegeven in Figuur 6-7.

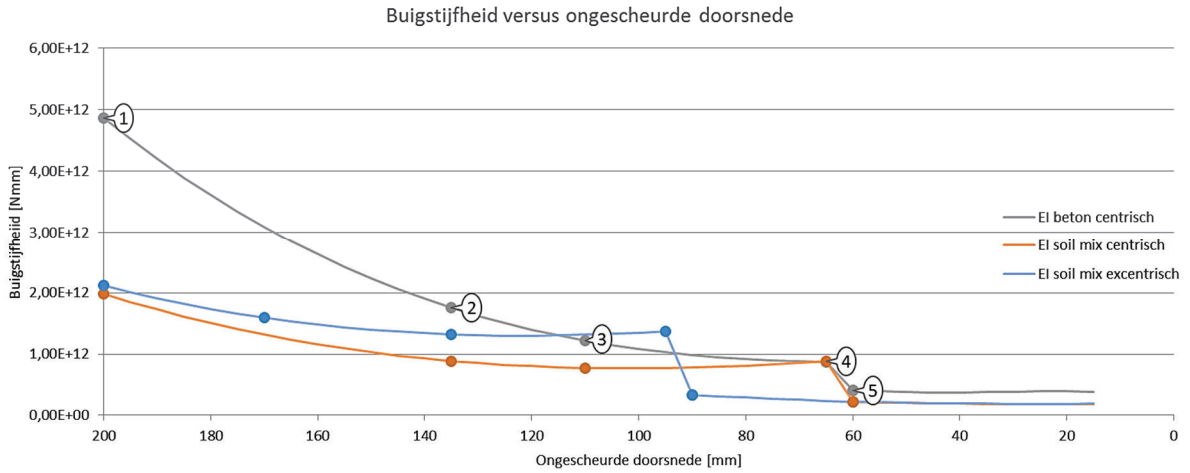
Ter illustratie van de mogelijke doorsneden in het model zijn er hieronder vijf weergegeven. Dit zijn echter niet dezelfde vijf punten als de in de vorige paragraaf gebruikte vijf evenwichtslimieten. In Figuur 6-7 zijn dezelfde doorsneden aangegeven in de grafiek.





Figuur 6-7 Aandeel soil mix en IPE 80 in buigstijfheid

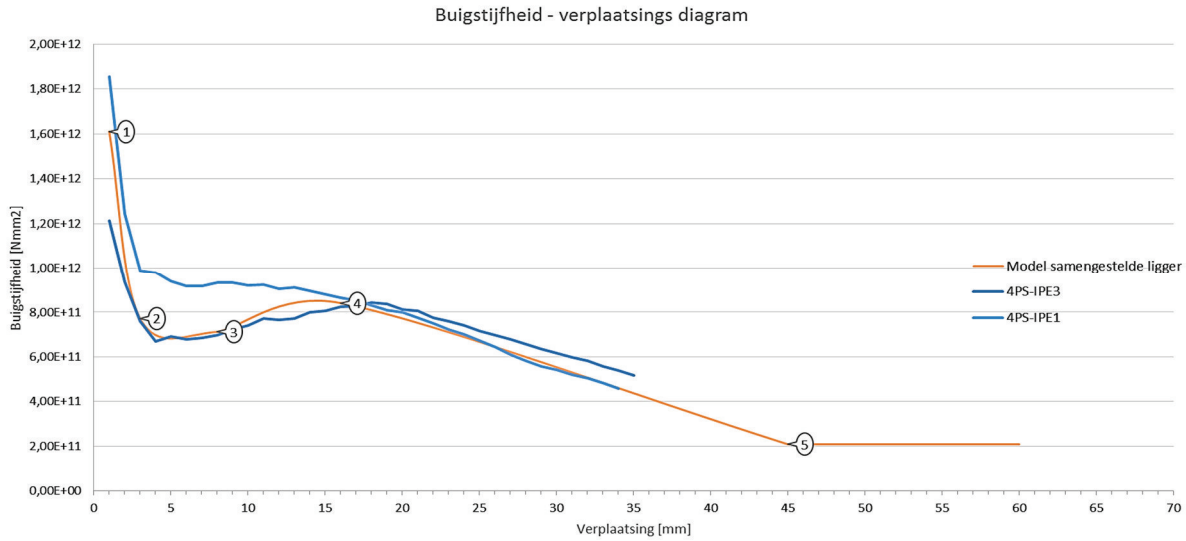
Indien het model toegepast wordt voor de drie beschreven configuraties uit paragraaf 5.3 volgen de stijfheden weergegeven in Figuur 6-8.
Hierin valt op dat de invloed van de excentriciteit overheersend is voor de totale buigstijfheid tussen doorsnede 3 en 4. De totale buigstijfheid voor de doorsnede 3 en 4 van het betonnen en soil mix proefstuk met centrisch staalprofiel verschillen niet veel. Bovendien is de totale buigstijfheid van het excentrisch geplaats staalprofiel in soil mix groter dan die van het betonnen proefstuk.
Zodra de het staalprofiel zich volledig buiten de drukzone bevindt, reduceert de stijfheid en dient de vakwerkanalogie toegepast te worden.



Figuur 6-8 Buigstijfheid versus ongescheurde hoogte

Het verloop van de buigstijfheid is in Figuur 6-8 als functie van de ongescheurde hoogte weergegeven. Gedurende de buigproeven is de scheurontwikkeling niet constant en dus is horizontale as van de grafiek niet lineair in de tijd. De overgang van doorsnede 4 naar doorsnede 5 vindt niet plotseling plaats maar zal in de proefstukken geleidelijk vanuit het midden van de balk ontstaan.
Het exacte verloop van de buigstijfheid volgens het model en volgens de metingen kan vergeleken worden door de doorsneden te koppelen aan de gemeten doorbuiging waarbij ze optreden. Voor zowel het centrisch geplaatste IPE profiel als het excentrisch geplaatste IPE

profiel blijkt het model goed overeen te komen met proef. In Figuur 6-9 zijn de proefstukken met centrisch geplaatst IPE profiel weergegeven.



FIGUUR 6-9 MODEL SAMENGESTELDE LIGGER VERSUS GEMETEN WAARDEN

Uit het model wordt ook duidelijk dat de totale buigstijfheid duidelijk groter is dan enkel de buigstijfheid van het staalprofiel.
Zolang het staalprofiel aanwezig is in de drukzone volgt uit Figuur 6-9 dat de samengestelde buigstijfheid minimaal 3,5 keer zo groot is als enkel de buigstijfheid van het staalprofiel.

Limieten model samengestelde ligger

Indien het staalprofiel niet langer in de drukzone aanwezig is, reduceert de samengestelde stijfheid significant zoals aangetoond in Figuur 6-8 en Figuur 6-9.
De doorsnede dient dan getoetst te worden aan de hand van het vakwerkmodel uit paragraaf 3.2.4. Uit de analyse van de soil mix balken met excentrisch IPE, paragraaf 5.2.3 en 6.1, blijkt dat er bezwijken volgens dwarskrachtscheuren plaatsvindt nadat het staalprofiel buiten de drukzone gekomen is.

Limiet I	Staalprofiel dient zich niet volledig buiten de drukzone te bevinden

Zolang het staalprofiel in de drukzone aanwezig is, wordt de capaciteit van de doorsnede gelimiteerd door de maximaal overdraagbare spanning tussen het staalprofiel en de ongescheurde soil mix doorsnede. In overeenstemming met de analyse van de soil mix proefstukken met centrisch IPE, paragraaf 5.2.2 en 6.1, dient hiervoor de aanhechtspanning volgens "*Richtlijnen ontwerp kunstwerken*" (ROK) Art. 8.4.2 aangehouden te worden.

Limiet II	Maximale aanhechtspanning volgens "*Richtlijnen ontwerp kunstwerken*" (ROK) Art. 8.4.2

Limiet III	Indien staalprofiel buiten drukzone, rekenen volgens vakwerkanalogie, maximale dwarskracht volgens NEN-EN 1992-1-1 Art. 6.2.3

6.3 SCHEURVORMING

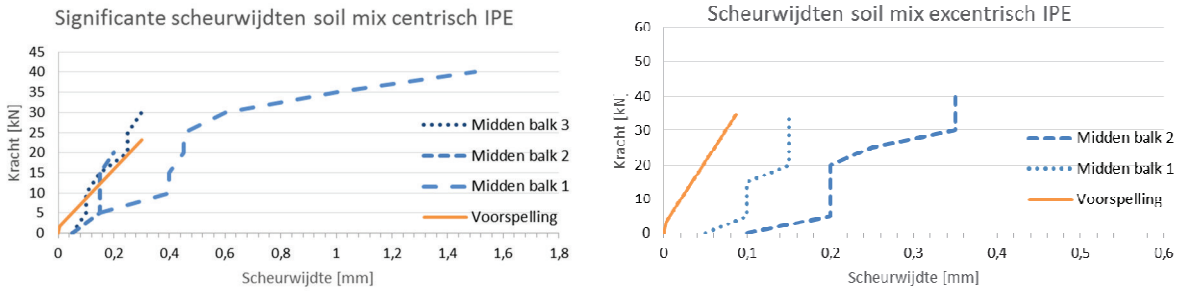
Het waargenomen scheurenpatroon en scheurwijdte in soil mix komen niet overeen met de modellering en de waarden volgens de Eurocode 2.
Voor de soil mix proefstukken blijkt de scheurafstand en het scheurpatroon niet uniform te zijn. Bij aanvang van de proef zijn al veel kleine scheuren aanwezig en is het scheurpatroon, afgebeeld in paragraaf 5.4, duidelijk anders dan het scheurpatroon van beton. Het scheurpatroon doet denken aan craquelé.
De betonnen proefstukken volgen wel Eurocode 2 waarbij er duidelijk primaire en secundaire scheuren ontstaan die het scheurmoment volgen. De scheurafstand bedraagt 300 mm voor de primaire en 150 mm voor de secundaire scheuren, ook is er een duidelijke drukzone te zien.

FIGUUR 6-10 SCHEURPTATROON SOIL MIX BALK EXCENTRISCH IPE PROFIEL

De aangegeven 'verticale' scheur uit paragraaf 3.2 is terug te vinden in de soil mix proefstukken met excentrisch geplaatst IPE profiel. In deze proefstukken is aan de boven- dan wel onderzijde van het proefstuk over de volledige lengte een scheur in de lengterichting ontstaan. Of dit door uitdrukking van het staalprofiel of door zwakke delen soil mix komt is niet met zekerheid te zeggen.
De scheurafstand is voor de soil mix balken met IPE profiel zijn bij benadering 50 tot 75 mm.

- 50 mm (balk 4PS-IPE1)
- 60 mm (balk 4PS-IPE2)
- 75 mm (4PS-IPE3)
- 50 mm (4PS-IPE EX 1)
- 50 mm (4PS-IPE EX 2)

De scheurafstand wordt hierbij in orde grootte benaderd volgens $s_{rmax} = 1.3(h_s - x)$ uit NEN-EN 1992-1-1 Art. 7.3.4 maar geeft geen exacte overeenkomst. De scheurwijdten, weergegeven in Figuur 6-11, blijken ook niet overeen te komen met de berekende waarden.



FIGUUR 6-11 SCHEURWIJDTE SOIL MIX MET IPE EN SOIL MIX MET EXCENTRISCH IPE

Voor scheurvorming in soil mix blijkt er voor de geteste proefstukken dus een afwijkend patroon te ontstaan dan bij de betonnen proefstukken. Opvallend is dat in de verschillen tussen de scheurwijdten bij centrisch geplaats en excentrisch geplaatst IPE niet significant zijn. Dit terwijl er op basis van de Eurocode het verschil van de dekking wel duidelijk van invloed op de scheurwijdte zou moeten zijn.
Op basis van de verkregen resultaten en met name de aanwezigheid van scheuren bij aanvang van de beproevingen is aanvullend onderzoek naar het ontstaan van scheuren in soil mix aanbevolen.

6.4 VERIFICATIE AANNAMES

De gebruikte theorie en aannames kunnen met behulp van de verkregen data uit de buigproeven geverifieerd worden. Ook kan er een uitspraak gedaan worden betreffende de toepassing van de theorie volgens de betonnormen.

Aanname I. Volledige overdracht belasting op doorsnede van staalprofiel met soil mix

De horizontale overdracht van krachten van 'ongewapende' soil mix naar 'gewapende' soil mix vindt plaats met behulp van een drukboog. De belasting wordt hiermee volledig overgedragen op de samengestelde doorsnede van soil mix met staalprofiel zoals beschreven in paragraaf 3.2.1. De aanname wordt hiermee als voldoende bewezen geacht.

Aanname II. $E_{soilmix} = 1482\ UCS^{0.8}$

Aanname II wordt als juist verondersteld op basis van de aanwezige literatuur, paragraaf 3.4, en de gevonden samengestelde buigstijfheid, paragraaf 6.2.3.

Aanname III. $Soortelijke\ massa = 1900\ kg/m^3$

De aanname uit paragraaf 3.4 van de soortelijke massa wijkt af met de gemeten waarden zoals te zien is in onderstaande tabel. De metingen zijn uitgevoerd op droge proefstukken wat direct een verklaring geeft voor het verschil tussen de aanname en de gemeten waarden. Volgens de referentie *"Soil mix walls as retaining structures – Mechanical characterization"* Figuur 12 is ook af te leiden dat de "*Dry density*" duidelijk lager is dan *"Wet density"*. (Denies, et al., 2012)

Getest na aantal dagen	Soortelijke massa
28 dagen getest middels 4 cilinders	1500 kg/m^3
56 dagen getest middels 13 cilinders	1720 kg/m^3
91 dagen getest middels 9 cilinders	1690 kg/m^3
119 dagen getest middels 5 cilinders	1628 kg/m^3

De gemiddelde waarde in de herberekening van de proefstukken is bepaald op 1720 kg/m^3. Uit een gevoeligheidsanalyse, opgenomen in Bijlage B.9, blijkt dat de massa van de soil mix geen significante invloed heeft op uitkomsten van de modellen. De aanname is bijgesteld naar 1720 kg/m^3 voor droge soil mix, maar heeft verder geen gevolgen voor dit onderzoek.

Aanname IV.	$f_{ctm} = 0.1\ UCS$

De relatie tussen trek- en druksterkte blijkt correct. Op basis van de gebruikte literatuur uit paragraaf 3.4 en de metingen aan cilinders uit paragraaf 5.4 blijkt deze zelfs licht conservatief.

Aanname V.	Doorgaande uitharding na 28 dagen met significante sterkte toename

Op basis van referentiemateriaal weergegeven in Figuur 5-12 lijkt een doorgaande uitharding na 28 dagen duidelijk aanwezig. Bij het herleiden van de druksterkte volgens de bezwijkmechanismen op 56 dagen blijkt eveneens een toename in druksterkte aanwezig te zijn. Een doorgaande uitharding na 28 dagen is daarmee aangetoond.

Aanname VI.	$\gamma_M = \gamma_{soilmix} = 1{,}5$

De materiaalfactor is in paragraaf 4.2 aangenomen overeenkomstig met beton. De basis voor de waarde van 1,5 volgt uit onderstaande formulering en is verder toegelicht in Bijlage A.6.3.

$$\gamma_{rep,i} = \frac{X_{k,i}}{X_{d,i}} = \frac{\mu_i - k\sigma_i}{\mu_i - \alpha_i \beta \sigma_i} = \frac{1 - kV_i}{1 - \alpha_i \beta V_i}$$

Wanneer de waarden uit het parallelonderzoek naar soil mix, (Kanis, 2013), gebruikt worden volgt een materiaalfactor van $\gamma_m = 1{,}33$. Hierbij wordt soil mix als dominant verondersteld en wordt er gerekend met de 28 dagen sterkte.

$$\gamma_{rep,i} = \frac{\mu_i - k\sigma_i}{\mu_i - \alpha_i \beta \sigma_i} = \frac{4{,}57}{7{,}81 - 0{,}8 \times 3{,}8 \times 1{,}44} = 1{,}33$$

In combinatie met mogelijke onzekerheid in de modellering van de constructieve weerstand, Figuur 4-1, wordt een materiaalfactor van $\gamma_M = \gamma_{soilmix} = 1{,}5$ als redelijk geacht.

Aanname VII.	Soil mix doorsneden zijn te berekenen met behulp van Eurocode 2 betreffende capaciteit, samenwerking, scheurvorming en vervorming.

Uit de analyse van de proefstukken blijkt het model 'samengestelde ligger' uit paragraaf 5.3 een accurate benadering te zijn. Hierbij zijn de capaciteit, de samenwerking en vervorming te berekenen gebaseerd op het moment-kappa diagram uit Eurocode 2 (Braam & Lagendijk, 2011). In afwijking van Eurocode 2 wordt naast het gebruik van een glad staalprofiel de buigstijfheid van de doorsnede anders bepaald.
De scheurvorming in soil mix blijkt af te wijken van de voorspelde scheurwijdten op basis van Eurocode 2. Daarnaast bleek de scheurvorming in soil mix ook anders dan het scheurpatroon dat in de betonnen proefstukken ontstond.

De soil mix doorsneden zijn hierdoor op de aspecten capaciteit, samenwerking en vervorming te berekenen met betonmechanica en enkele formuleringen uit Eurocode 2 (NEN-EN 1992-1-1, 2011). Voor het scheurgedrag zal nader onderzoek nodig zijn, de geteste proefstukken gaven geen duidelijke overeenkomst met de berekende waarden.

6.5 SAMENVATTING ANALYSE RESULTATEN

De proefresultaten uit paragraaf 6.3 laten zien dat het rekenen met behulp van de betonnorm mogelijk is mits de doorsnede gemodelleerd wordt als een samengestelde ligger. De gevonden limieten en bezwijkmechanismen bestaan uit overschrijding van de maximaal toelaatbare

dwarskracht of overschrijding van de maximale aanhechtspanning. Het staalprofiel dient zich daarbij niet volledig buiten de drukzone van het soil mix te materiaal te bevinden om een samengestelde ligger te vormen.
Voor de modellering wordt voornamelijk gebruik gemaakt van mechanica en het evenwicht van de doorsnede. Omdat de basis van de modellering de karakteristieke punten van het moment-kappa diagram volgt is de modellering in overeenkomst met de betonmechanica en Eurocode 2. De gevonden bezwijklimieten volgen de betonnorm indien er gecorrigeerd wordt voor glad staal. De limieten worden gegeven door de aanhechtspanning, in combinatie met de toevoeging volgens ROK voor glad staal, op basis van de verankeringslengte NEN-EN 1992-1-1 Art. 8.4.2. en de dwarskrachtcapaciteit NEN-EN 1992-1-1 Art. 6.2.3.
De samengestelde buigstijfheid en materiaaleigenschappen wijken wel af met het standaard betonmodel. De buigstijfheden van de ongescheurde soil mix, het staalprofiel en de excentriciteit ten opzichte van het zwaartepunt van de doorsnede vormen de samengestelde buigstijfheid. Het gedrag en de capaciteit van de samengestelde doorsnede kan daarmee gerelateerd worden aan de normen van beton hetzij met een aantal afwijkende punten omtrent de buigstijfheid en de momentcapaciteit. Met behulp van het in Hoofdstuk 2 genoemde project wordt het model in het volgende hoofdstuk gevalideerd aan de hand van de actuele ontwerpparameters.

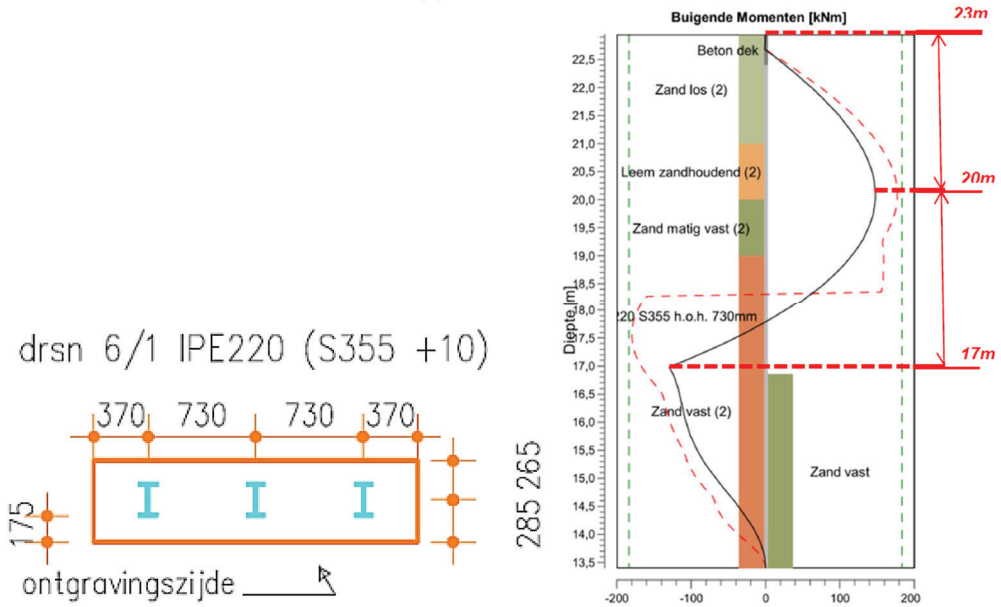
HOOFDSTUK 7. CASE TUNNEL HONDSRUGWEG

Ter validatie van het geadviseerde rekenmodel wordt de case *tunnel Hondsrugweg* op basis van een maatgevende doorsnede bekeken. De doorsnede die bekeken wordt betreft doorsnede 6/1 en bevindt zich ter plaatse van de tunnel. Met behulp van de ingemeten positionering van de wand en staalprofielen wordt de invloed van scheefstand meegenomen.
Alle data volgt uit "*Hoofdrapport constructie ontwerp CSM-wand, Datum: 10/06/2013, versie 2*" (Robbemont & Kerkhof, 2013).

7.1 EIGENSCHAPPEN DOORSNEDE

De dimensies en eigenschappen van de doorsnede zijn gebaseerd op de ontwerpwaarden uit het rapport. De gemeten positie van de staalprofielen wordt daarbij meegenomen om de momentcapaciteit te bepalen.
De gegevens van het theoretische paneel zijn:

breedte	– 2200 mm
dikte	– 550 mm
h.o.h afstand profielen	– 730 mm
excentriciteit profielen	– -10 mm (positief richting ontgravingszijde wand)
staalprofiel	– IPE 220 S355
karakteristieke druksterkte	– 6,0 MPa
veiligheidsfactor γ_M soil mix	– 1,5
veiligheidsfactor γ_M staal	– 1,15
langeduurfactor α_{cc}	– 1,0 (constructiefase maatgevend)
ontwerpdruksterkte	– 4,0 MPa
elasticiteitsmodulus soil mix	– 1482 $UCS^{0,8}$
treksterkte soil mix	– $f_{ctk;0,05} = 0,1 \times f_{ck}$



FIGUUR 7-1 DOORSNEDE 6/1 TUNNEL HONDSRUGWEG

De buigende momenten weergegeven in Figuur 7-1 zijn:

- *zwarte doorgaande lijn – maatgevende momentenlijn gebruiksfase volgens belastingen;*
- *rode gestippelde lijn – maatgevende momentenlijn constructiefase volgens belastingen;*
- *groene gestippelde lijn – momentcapaciteit doorsnede.*

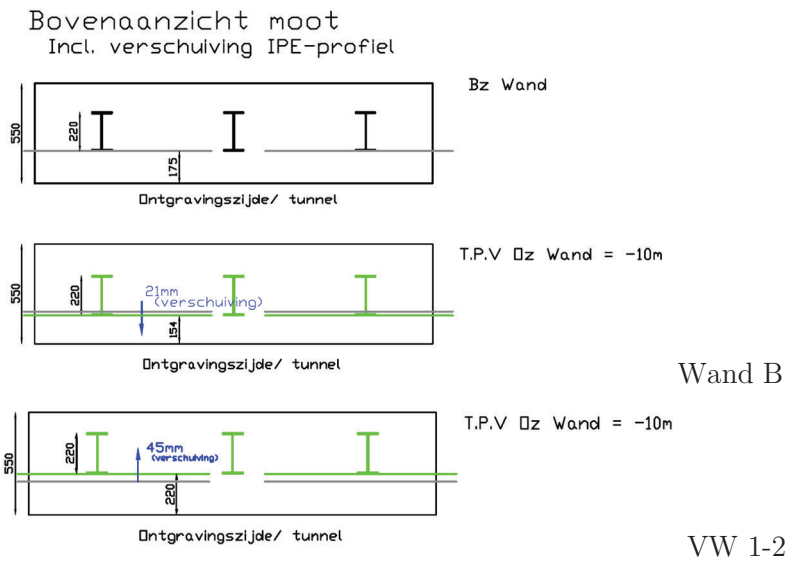
Het maximale optredende moment volgens de Dsheet berekening geeft het maximum gedurende de gehele levensduur als $M_{s,d} = 190{,}6\ kNm$.
Dit is betreft 1,2 maal de BGT waarde, $M_{s,d} = 1{,}2 \times M_{s,rep}$, volgens CUR 166 art. 3.3.6. De waarde volgt uit *Bijlage XIV – Dsheetberekening drsn 6.1 Fase 1 EC7(NL)-Stap 6.5 x 1,20*. Het maximale moment bevindt zich op 3 meter onder de bovenzijde van de wand. Het maximale inklemmingsmoment is minder groot en bevindt zich op 6 meter onder de bovenzijde van de wand.

7.2 PLAATSINGSAFWIJKINGEN EN TOLERANTIES

Plaatsingsafwijkingen ten opzichte van het ontwerp zijn ingemeten met behulp van inclinometers. De toleranties voor de CSM wand zijn de uitvoeringstolerantie voor de hartlijn staalprofiel ten opzichte van de hartlijn CSM wand en de tolerantie van horizontale afwijkingen in de plaatsing van de CSM wand.
De gestelde uitvoeringstolerantie +/- 35 mm. De horizontale plaatsingstolerantie is gesteld op 25 mm. Om praktische redenen wordt er in het werk gebruik gemaakt van een wanddikte van 580 mm in plaats van de gestelde 550 mm. De invloed hiervan op de plaatsingsafwijking van het staalprofiel in de wand wordt meegenomen als -15 mm/zijde.
Voor de gemeten afwijkingen is er enkel data van de afwijkingen van het staalprofiel ten opzichte van de hartlijn van de CSM wand.

Tabel 7-1 Plaatsingsafwijkingen doorsnede 6/1

Doorsnede 6/1	Wand B	Wand C	Wand D	VW 1-2
Exc bovenzijde wand	-10 mm	-10 mm	-10 mm	-10 mm
Exc locatie veldmoment	-1 mm	-12 mm	-18 mm	-26 mm
Exc locatie inklemmingsmoment	5 mm	-8 mm	-26 mm	-36 mm
Exc onderzijde wand	11 mm	8 mm	-48 mm	-55 mm



Figuur 7-2 Illustratie plaatsingsafwijkingen

7.3 MOMENTCAPACITEIT NACALCULATIE

De momentcapaciteit is bepaald voor de wanden B en VW 1-2 (verbindingsweg) op basis van model 2 uit paragraaf 5.3. De wanden B en VW 1-2 zijn gekozen omdat de plaatsingsafwijkingen hierbij het grootst zijn. De totale berekening is toegevoegd als maple sheet in Bijlage C.

Tabel 7-2 Momentcapaciteit obv model 2 doorsnede 6/1 Wand B

Wand B	Plaatsing IPE	Momentcapaciteit	IPE in drukzone
Bovenzijde wand	-10 mm	245 kNm/m	Ja
Bovenzijde -3 meter	-1 mm	253 kNm/m	Ja
Bovenzijde -6 meter	5 mm	258 kNm/m	Ja
Onderzijde wand	11 mm	263 kNm/m	Ja

Tabel 7-3 Momentcapaciteit obv model 2 doorsnede 6/1 Wand VW 1-2

Wand VW 1-2	Plaatsing IPE	Momentcapaciteit	IPE in drukzone
Bovenzijde wand	-10 mm	245 kNm/m	Ja
Bovenzijde -3 meter	-26 mm	232 kNm/m	Ja
Bovenzijde -6 meter	-36 mm	225 kNm/m	Ja
Onderzijde wand	-55 mm	213 kNm/m	Ja

Het gegeven maximaal optredende moment, op -3 meter, van $M = 190{,}6\ kNm$ is in beide maatgevende doorsneden kleiner dan de aanwezige capaciteit volgens model 2.
Indien er, in overeenkomst met het rapport, gerekend wordt met een langeduurfactor van 0,9 betreft de capaciteit van doorsnede 6.1 wand VW 1-2 op -3 meter $M_{cap} = 217\ kNm/m$.
De veiligheid bovenop de al aanwezige veiligheidsfactoren ter plaatse van het maximaal optredende moment betreft dan nog $SF = \frac{217}{190{,}6} = 1{,}14$.

De CSM wanden in het project worden volgens model 2, gebaseerd op de uitgevoerde vierpuntsbuigproeven, geacht voldoende capaciteit te hebben.

7.4 BEREKENINGSMETHODIEK EMMEN

De berekeningsmethodiek gebruikt in het project wordt hieronder kort uiteengezet.
[…] Er is een fysisch niet lineaire doorsnede berekening gemaakt met het software programma "Scia Engineer". Daaruit volgen de spanning, rekverdeling en kromtestraal, lees: de stijfheid van de gecombineerde doorsnede.
De berekeningen ten aanzien van onder andere de verankeringslengte, de scheurwijdten en de rekenwaarde van de druksterkte zijn naar analogie van de bekende betonvoorschriften en relevante artikelen uit de vakliteratuur uitgewerkt. […] (Robbemont & Kerkhof, 2013).

Met behulp van het programma is de gevoeligheid van zowel de excentriciteit als de druksterkte getest. In de gebruikte ontwerpmethodiek wordt gebruik gemaakt van dezelfde doorsnede modellering als in het model samengestelde ligger. Scia enigeer volgt hierin EN 1992-1-1 en NEN 6720 en is in het model gecombineerd met de materiaaleigenschappen en relaties voor soil mix uit de literatuur.
Volgens Figuur 7-3 is de elasticiteitsmodulus van soil mix echter aangenomen als 2057 MPa. Dit komt neer op $E_{soilmix} = \frac{f_{cd}}{1{,}75‰}$ in plaats van $E_{soilmix} = 1482\ f_{cd}^{0.8}$. Indien de elasticiteitsmodulus

en $\varepsilon_{c3} = 1{,}75‰$, standaardwaarde bij beton, worden overgenomen uit het Scia model blijken de resultaten van het rekenmodel 'samengestelde ligger' en het Scia model nagenoeg overeenkomen te komen. Indien de $E_{soilmix}$ volgens de literatuur wordt aangehouden met $\varepsilon_{c3} = \frac{f_{cd}}{E_{soilmix}}$ blijkt de capaciteit van de soil mix doorsnede zelfs nog groter te zijn.

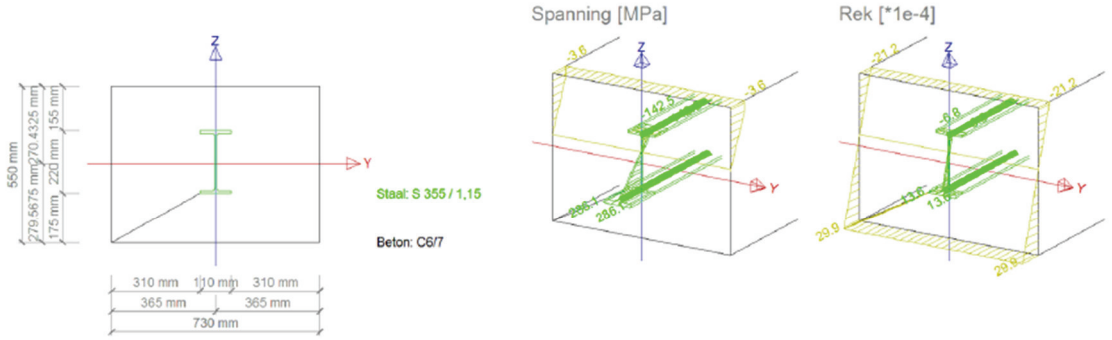
Materialen

Naam	Massa eenheid [kg/m$_3$]	E-mod [MPa]	Poisson - nu	G-mod [MPa]	Thermisch uitz. [m/mK]	Onderlimiet [mm]	Bovenlimiet [mm]	Fy (bereik) [MPa]	Fu (bereik) [MPa]
S 355 / 1,15	7850,00	2,1000e+05	0,3	8,0769e+04	0,00	0 40	40 80	355,0 335,0	490,0 470,0

Naam	Type	Massa eenheid [kg/m$_3$]	E-mod [MPa]	Poisson - nu	G-mod [MPa]	Thermisch uitz. [m/mK]	Karakteristieke cylinderdruksterkte fck(28) [MPa]
C6/7	Beton	2000,00	2,0570e+03	0,2	8,5708e+02	0,00	6,00

Betonberekening FNL spanning EN 1992-1-1

Betonberekening FNL spanning NEN 6720
Niet-lineaire berekening
Selectie : S1
Niet-lineaire combinaties : NLCombi1
Berekening van fysische en geometrische vervormingen



Berekening van rek

staaf	Combi BG	eps cc /1e4	eps st /1e4	eps sc /1e4						
S1	500.00	-110.34	114.27	-0.00	-21.16 60.46%	-35.00	-3.60 100.00%	0.60	1.00	OK

Betonberekening FNL stijfheid EN 1992-1-1

Betonberekening FNL stijfheid NEN 6720
Niet-lineaire berekening, Extreem : Staaf
Selectie : Alle
Niet-lineaire combinaties : NLCombi1
FGNL betonstijfheid voor geselecteerde staven

Staaf	d^x [mm]	BG	EA^x [(MPa)*m$_2$]	EI^y [(MPa)*m$_4$]	EI^z [(MPa)*m$_4$]	xr [mm]	As [mm$_2$]
S1	50,000	NLCombi1	**1,0384e+03**	1,2362e+01	1,5551e+01	228	0

Figuur 7-3 Modellering Scia engineer (Robbemont & Kerkhof, 2013)

De gebruikte modellering in het project is daarmee overeenkomstig het model 'samengestelde ligger' waarbij echter afgeweken is met betrekking tot de elasticiteitsmodulus en de rekgrens van soil mix.

HOOFDSTUK 8. CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

De hoofdvraag en aanleiding tot een beter begrip van de constructieve werking van een cutter soil mix wand betrof:

- Zijn Cutter Soil Mix wanden met behulp van Eurocode 2 te berekenen?

Op basis van het uitgevoerde onderzoek kan de hoofdvraag beantwoord worden. Hierbij wordt vanuit de analyse van de soil mix doorsnede de constructieve werking van een cutter soil mix wand beschreven. Daarnaast worden enkele aanbevelingen gedaan op basis van de gevonden resultaten en aanbevelingen voor vervolg onderzoek.

8.1 CONCLUSIES

De constructieve werking van een CSM wand is per abstractieniveau te beschrijven door een combinatie van bestaande normen en richtlijnen. Naast Eurocode 2 dient ook gebruik gemaakt te worden van CUR 166, geotechnische normen en ROK 8.4.2.
De externe krachtswerking van een CSM wand blijkt in overeenkomst met soortgelijke grondkerende wanden en dient volgens de CUR 166 berekend te worden. Hierbij worden Dsheet en de geotechnische norm Eurocode 7 gebruikt ter bepaling van de lengte van de wand, de doorbuiging en de stijfheid van de doorsnede.

Intern geschiedt de horizontale krachtsafdracht volgens het mechanisme boogwerking zoals gesteld in paragraaf 3.2. De horizontale belasting wordt daardoor volledig afgedragen op de samengestelde doorsnede van soil mix met staalprofiel. De capaciteit van de drukboog kan met behulp van mechanica bepaald worden. De verticale afdracht geschiedt net als vergelijkbare wanden door middel van puntweerstand en schachtwrijving.

De samengestelde doorsnede van soil mix materiaal met staalprofiel is op basis van Hoofdstuk 6 te beschrijven volgens de bestaande betonmechanica. De capaciteit van de doorsnede is te benaderen met het model 'samengestelde ligger' en komt, zoals beschreven in Hoofdstuk 7, overeen met de modellering uit Scia Engineer. De limiet van het model volgt uit de aanhechtspanning volgens Eurocode 2 met toevoegingen voor glad staal uit de *Richtlijnen Ontwerp Kunstwerken (ROK)*. Indien het staalprofiel volledig buiten de drukzone van de CSM doorsnede valt is het model niet langer van toepassing. De CSM wand kan op dat moment zijn grondkerende functie behouden op basis van het vakwerkmodel. Hierbij dient voldoende verankeringslengte en dwarskrachtcapaciteit aanwezig te zijn.

De momentcapaciteit van CSM doorsneden kan dus met behulp van Eurocode 2 en enkele toevoegingen berekend worden. De totale CSM wand kan dan vanuit de doorsnedecapaciteit ontworpen worden aan hand van de gangbare normen en richtlijnen.

> De momentcapaciteit van Cutter Soil Mix doorsneden kan met behulp van Eurocode 2 berekend worden

Aandachtspunten voor vervolgonderzoek en gebruik van CSM materiaal voor grondkerende wanden worden in de volgende paragraaf beschreven. Een korte handleiding tot het gebruik van het rekenmodel wordt in Hoofdstuk 9 gegeven.

8.2 AANBEVELINGEN

Om een algemene rekenmethode te ontwikkelen, die in lijn met de huidige normen voor beton de limieten van een cutter soil mix doorsnede beschrijft, is inzicht verkregen. Dit onderzoek geldt daarbij als een eerste stap. Een aantal aspecten van het onderzoek worden daarom aanbevolen als aandachtspunt voor verder onderzoek.

Uit Hoofdstuk 7 volgt dat de rekgrens, ε_{c3}, van invloed is op de capaciteit van de doorsnede. In het Scia model van Emmen is de standaardwaarde 1,75‰ van beton aangehouden terwijl in het 'samengestelde ligger' model gebruik gemaakt wordt van $\varepsilon_{c3} = \frac{f_{cd}}{E_{soilmix}}$. De rekgrens heeft een directe rol in de bepaling van de krachtenevenwichten en bezwijklimieten van het model en is in dit onderzoek niet expliciet onderzocht. Het wordt daarom aanbevolen om onderzoek te doen naar de exacte rekgrens van verschillende soil mix samenstellingen om de limiet van het model beter te kunnen bepalen.
Naast de rekgrens is ook de overgang van staalprofiel deels in de drukzone naar staalprofiel volledig buiten de drukzone onderwerp voor verder onderzoek. In de gebruikte proefstukken vond deze overgang geleidelijk plaats waarbij er slechts een minimale verankeringslengte beschikbaar was. In de praktijk zijn staalprofiel en drukzone juist in een beperkt gebied gescheiden en is er meestal een ruime verankeringslengte aanwezig. Het is daarom aan te bevelen verder onderzoek te doen naar de aanhechtspanning tussen soil mix en staalprofiel waarbij het staalprofiel volledig en slechts ten delen in soil mix gehuld is.
Het scheurpatroon en de scheurwijdte gevonden in dit onderzoek bleken af te wijken met de voorspelling volgens betonnormen. De invloeden van andere configuraties en de productiestappen kunnen hierin een rol spelen maar uiteraard ook de lagere druksterkte van het materiaal. Hoe scheurvorming exact in soil mix doorsneden optreedt en of dit vast te leggen is in een formulering dient daarom verder onderzocht te worden.
De effecten van de gebruikte productiestappen en verschaling zijn ook een punt van aandacht in vervolgonderzoek. Optimaal is om proefstukken uit een voltooide CSM wand te verkrijgen of een CSM paneel in zijn geheel te testen.

Naast aanbevelingen voor verder onderzoek zijn er ook een aanbevelingen voor het gebruik van CSM. Ten eerste wordt het toegepaste model aanbevolen om CSM doorsneden door te rekenen. Het model en de resultaten zijn in overeenkomst met het model volgens Scia Engineer uit Hoofdstuk 7 en kunnen daarmee ook gebruikt worden voor andere soil mix doorsneden.
De tweede aanbeveling betreft een verhoogde aandacht voor de beheersmaatregelen met betrekking tot de plaatsing van de staalprofielen. De plaatsingsafwijking en daarmee de excentriciteit van het staalprofiel in de doorsnede heeft een significante invloed op de capaciteit. De gestelde limiet van +/- 35 mm uit Hoofdstuk 7 geeft een fluctuatie in de capaciteit van de doorsnede van +/- 12%. De invloed van een afwijking van 1 MPa (+/- 17% bij $f_{ck} = 6\ MPa$) in de karakteristieke druksterkte op de capaciteit van de doorsnede is kleiner.

Het is voor een algemeen geldend model gewenst om de materiaalrelaties en limieten van het rekenmodel te onderbouwen met een ruime hoeveelheid proefstukken uit verschillende projecten. Doordat het soil mix materiaal voor de sterkte afhankelijk is van lokale grondslag bestaat er een spreiding aan druksterkten tussen verschillende projecten. Vanwege de invloed van de grondslag op de druksterkte heeft dit mogelijk ook gevolgen voor de toepasbaarheid van het huidige model.

HOOFDSTUK 9. REKENMODEL

Het rekenmodel 'samengestelde ligger', waarop een CSM doorsnede volgens de bevindingen in dit rapport doorgerekend dient te worden, wordt in deze paragraaf nogmaals kort uiteengezet als handleiding. De verdere uitwerking en achtergrond van het model voor de doorsnede zijn te vinden in paragraaf 5.3 en 6.2.3.
Om vanuit de soil mix doorsnede een volledige CSM wand te ontwerpen dient gebruik gemaakt te worden van bestaande richtlijnen voor het ontwerp van grondkerende wanden zoals CUR 166. De CSM doorsnede wordt dan gebruikt om de aanwezige momentcapaciteit te bepalen waarbij de relaties van het CSM materiaal ter ondersteuning van de berekening dienen. Met de doorsnede capaciteit en stijfheid kan met behulp van Dsheet de vereiste lengte van de wand bepaald worden.

Het rekenmodel is in de vorm van een rekensheet opgenomen in de bijlagen. In deze rekensheet wordt op basis van de druksterkte in combinatie met de dimensies van een paneel en het staalprofiel de capaciteit van de doorsnede bepaald. De druksterkte vormt hierin de basis van de materiaaleigenschappen en evenwichtspunten van het model. Zoals gesteld in paragraaf 3.4.1 dient de druksterkte daarom in de voorontwerpfase geschat en achteraf geverifieerd te worden. De essentie van het model is in overeenkomst met de betonmechanica. Het model volgt de procedure ter bepaling van de momentcapaciteit van de doorsnede volgens het moment-kappa diagram (Braam & Lagendijk, 2011) op basis van Eurocode 2. In overeenkomst met de rekenstappen voor beton wordt er vervolgens gebruik gemaakt van de rekken en het krachtenevenwicht in de doorsnede om de drukhoogte te bepalen.

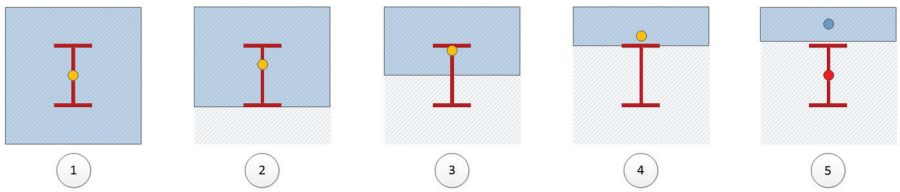
Het stappenplan ter bepaling van de capaciteit van de doorsnede is als volgt:
1) Bepaling gegevens doorsnede;
2) Inschatting druksterkte;
3) Bepaling materiaal gegevens volgens relaties paragraaf 3.4;

$$E_{soilmix} = 1482\ UCS^{0.8}$$

$$f_{ctm} = 0{,}1\ UCS$$

4) Berekening volgens stroomschema moment-kappa diagram ter bepaling van stijfheid en momentcapaciteit doorsnede.

De buigstijfheid wordt daarbij berekend op basis van de excentriciteit van de losse componenten ten opzichte van het zwaartepunt van de aanwezige doorsnede.
Voor vijf verschillende mogelijke doorsneden is dit zwaartepunt indicatief weergegeven in Figuur 9-1. Hierbij illustreert doorsnede vijf de overschrijding van Limiet I van het model.



Figuur 9-1 Doorsneden samengestelde ligger model

De limieten van het doorsnedemodel zijn omschreven als:

Limiet I	Staalprofiel dient zich niet volledig buiten de drukzone te bevinden

Limiet II	Toelaatbare aanhechtspanning volgens "*Richtlijnen ontwerp kunstwerken*" (ROK) Art. 8.4.2

Indien limiet I overschreden wordt, is samenwerking en daarmee de toepassing van het samengestelde ligger model niet langer mogelijk. De excentriciteit is dan afwezig en de vakwerkanalogie dient toegepast te worden. Uit de proefresultaten is gebleken dat de limiet voor de toepassing van de vakwerkanalogie volgt uit de dwarskrachtcapaciteit (NEN-EN 1992-1-1 Art. 6.2.3) in combinatie met voldoende verankeringslengte. Limiet II geldt ter bepaling van de benodigde verankeringslengte in de vakwerkanalogie als ook voor de overdracht van spanningen tussen soil mix en staal in de drukzone. De totale wand zal met de vakwerkanalogie nog altijd de kerende functie vervullen.

Het totale stappenplan ter bepaling van het moment-kappa diagram en de basis voor het model is nogmaals weergegeven in Tabel 9-1.

TABEL 9-1 STROOMSCHEMA DOORSNEDE CAPACITEIT OP BASIS VAN SAMENGESTELDE LIGGER

bepaal gegevens constructie-element, doorsnede en ontwerpuitgangspunten
schat druksterkte in en bepaal materiaalgegevens

↓

scheurmoment
- teken ε- en σ-diagram bij $\sigma_c = f_{ctm}$
- $\sum H = 0$
- $X_{ongescheurd} = \ldots.$
- Ongescheurde doorsnede op basis van $X_{ongescheurd}$
- bereken zwaartepunt (NC_r) doorsnede
- bereken K_r
- bereken EI_r
- $M_r = K_r \times EI_r$

↓

vloeimoment
- teken ε- en σ-diagram bij $\sigma_s = f_{yd}$
- $\sum H = 0$
- $X_{yield} = \ldots.$
- Ongescheurde doorsnede op basis van X_{yield}
- bereken zwaartepunt (NC_y)doorsnede
- bereken K_y
- bereken EI_y
- $M_y = K_y \times EI_y$

↓

stuikmoment
- *teken ε- en σ-diagram bij* $\varepsilon_c = \varepsilon_{c3} = \frac{f_{cd}}{E_{soilmix}}$
- $\sum H = 0$
- $X_{plastisch} = \ldots.$
- Ongescheurde doorsnede op basis van $X_{plastisch}$

- bereken zwaartepunt (NC_{pl}) doorsnede
- bereken K_{pl}
- bereken EI_{pl}
- $M_{pl} = K_{pl} \times EI_{pl}$

↓

bezwijkmoment

- *teken* ε*- en* σ*-diagram bij* $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu3} = 2 \times \frac{f_{cd}}{E_{soilmix}}$
- $\sum H = 0$
- $X_{bezwijk} = \ldots.$
- Ongescheurde doorsnede op basis van $X_{bezwijk}$
- bereken zwaartepunt (NC_{rd}) doorsnede
- bereken K_{rd}
- bereken EI_{rd}
- $M_{rd} = K_{rd} \times EI_{rd}$

De momentcapaciteit van een CSM doorsnede kan met de bovenstaande methode bepaald worden. De grootte van het scheur- en bezwijkmoment kunnen direct met behulp van de rekensheet uit de bijlage berekend worden.

REFERENTIES

Onderzoeksrapport

"Hoofdrapport constructie ontwerp CSM-wand, Datum: 10/06/2013, versie 2" (Robbemont & Kerkhof, 2013)

De referenties die bijlagen en onderdeel zijn van het rapport en eveneens opgenomen zijn in de literatuurlijst betreffen:

[1] Bouwmeester-van den Bos, W., 2013. Tunnel Hondsrugweg gemeente Emmen - Beoordeling druksterkteresultaten proefpanelen CSM, Gouda: s.n.

[2] Robbemont, H. & Kerkhof, F., 2013. *Constructief ontwerp CSM wand,* s.l.: Raadgevend ingenieursburea van Nunen b.v..

[3] Walraven, J., 2013. *Constructieve beschouwing CSM.* Delft: s.n.

[4] Walraven, J., 2013. Notitie samenwerking staalprofiel en CSM. s.l.:s.n.

[5] Wedam damwanden, 2012. *Werkplan CSM wanden,* s.l.: s.n.

Literatuur

[1] Alasdair, N. B., 2011. A history of the safety factors. *The structural engineer 89,* p. 20.

[2] Arkesteijn, R., 2012. Dimensionering van onderwaterbetonvloeren, Delft: s.n.

[3] Bauer Maschinen GmbH, 2006. CSM Cutter Soil Mixing - Initial experiences gained on completed projects, s.l.: BAUER Mashinen.

[4] Bauer Maschinen GmbH, 2010. CSM Cutter Soil Mixing Process and equipment. Issue 8.

[5] Bauer Maschinen GmbH, 2010. SMW Soil Mixing Wall - System. Issue 39.

[6] Bosch, T., Vandecasteele, J., Terrijn, G. & Devisch, A., 2007. *Mechanische eigenschappen - uitvoeringstechniek en performantie van een Cutter Soil Mix Wand,* Brugge: Katholieke Hogeschool Brugge-Oostende.

[7] Bouwmeester-van den Bos, W., 2013. Tunnel Hondsrugweg gemeente Emmen - Beoordeling druksterkteresultaten proefpanelen CSM, Gouda: s.n.

[8] Braam, C. R., 1990. Control of crack width in deep reinforced concrete beams, dissertation, s.l.: Delft University of Technology.

[9] Braam, C. R., 2009. Scheurvorming volgens Eurocode 2. *Cement,* p. 6.

[10] Braam, C. R. & Lagendijk, P., 2011. *Constructieleer Gewapend Beton.* 's-Hertogenbosch: Cement&BetonCentrum.

[11] Cederhout, R., 2012. *Crack widt in reinforced steel fibre concrete,* s.l.: Delft University of Technology.

[12] CUR 166, 2008. CUR-publicatie 166: "Damwandconstructies", Gouda: Stichting CUR.

[13] CUR 231, 2010. CUR-publicatie 231: "Handboek Diepwanden - Ontwerp en uitvoering", Gouda: s.n.

[14] Denies, N. et al., 2012. Soil mix walls as retaining structures - Mechanical characterization. Brussel, s.n.

[15] Denies, N. et al., 2012. Mechanical characterization of deep soil mix material - procedure description. Brussel, s.n.

[16] Denies, N. et al., 2012. Soilmix walls as retaining structures - Belgian practice. Brussel, s.n.

[17] Eekelen, S. v., 2006. Ontwerp paalmatrassen / literatuurstudie en interviews, Delft: Delft Cluster en Cur.

[18] Elling, R., Andeweg, B., De Jong, J. & Swankhuisen, C., 2005. *Rapportagetechniek.* Groningen: Wolters-Noordhoff.

[19] Franki Geotechnics, 2013. *CSM-wand.* [Online]
Available at: http://www.franki-geotechnics.be/
[Accessed Juni 2013].

[20] Ganne, P. et al., 2009. 'Soil mix'-wanden als kerende constructies, s.l.: WTCB.

[21] Grave, P. d., 2002. Validatie van partiële factoren uit "Probabilisitsche analyse damwandconstructies", Delft: Delft University of Technology.

[22] Hartsuijker, C. & Welleman, J., 2007. Constructiemechanica 3 - Stabiliteit van het evenwicht, s.l.: s.n.

[23] Hartsuijker, C. & Welleman, J., 2008. Constructiemechanica 4 - Niet-symmetrische en inhomogene doorsneden. s.l.:s.n.

[24] Hoffmanngroep, 2013. *CSM-wand.* [Online]
Available at: http://www.hoffmanngroep.com/
[Accessed Juni 2013].

[25] Jacobs Associates, 2011. Challenges and Succes of the Cutter Soil Mixing method for tunneling shafts, s.l.: s.n.

[26] Jam visueel denken, 2013. *Spoorzone Delft.* [Online]
Available at: http://www.spoorzonedelft.nl/Bouw/Bouwtechniek/Diepwand/
[Accessed 11 2013].

[27] Kanis, W., 2013. Exploratory research to the durability of the Cutter Soil Mix (CSM) prepared with loam, Gouda: s.n.

[28] Kausay, T. & Simon, T. K., 2007. Acceptance of concrete compressive strength, s.l.: s.n.

[29] Kimman, J. C., Nelson, N. M. & de Vreede, J., 2014. *Illustraties bouwmethode Cutter Soil Mix wanden.* [Art].

[30] NEN 6720, 2009. *Voorschriften beton,* s.l.: s.n.

[31] NEN-EN 12390-1, 2012. Testing hardened concrete - Part 1: Shape, dimensions and moulds, s.l.: s.n.

[32] NEN-EN 12390-2, 2009. Testing hardened concrete - Part 2: Making and curing specimens for strength tests, s.l.: s.n.

[33] NEN-EN 12390-3, 2009. Testing harened concrete - Part 3: Compressive strength of test specimens, s.l.: s.n.

[34] NEN-EN 12390-5, 2009. Testing hardened concrete - Part 5: Flexural strength of test specimens, s.l.: s.n.

[35] NEN-EN 13791, 2007. Beoordeling van de druksterkte van beton in constructies en vooraf vervaardigde betonelementen, s.l.: s.n.

[36] NEN-EN 13791, 2007. Beoordeling van de druksterkte van beton in constructies en vooraf vervaardigde betonelementen, s.l.: s.n.

[37] NEN-EN 1990, 2011. Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp, s.l.: s.n.

[38] NEN-EN 1991-1-1, 2011. Eurocode 1: Belastingen op constructies, s.l.: s.n.

[39] NEN-EN 1992-1-1, 2011. Eurocode 2: Design of Concrete structures, s.l.: s.n.

[40] NEN-EN 1992-1-2, 2005. Eurocode 2: Design of Concrete structures, s.l.: s.n.

[41] NEN-EN 1996-1-1, 2006. Eurocode 6: Ontwerp en berekening van constructies in metselwerk, s.l.: s.n.

[42] NEN-EN 1997-1, 2008. Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp, Deel 1: Algemene regels, s.l.: s.n.

[43] Rijkswaterstaat, 2013. Richtlijnen beoordeling kunstwerken - RBK 1.1, s.l.: Rijkswaterstaat.

[44] Rijkswaterstaat, 2013. *Richtlijnen ontwerpen kunstwerken - ROK 1.2,* s.l.: RWS Dienst Infrastructuur.

[45] Robbemont, H. & Kerkhof, F., 2013. *Constructief ontwerp CSM wand,* s.l.: Raadgevend ingenieursburea van Nunen b.v..

[46] Skowron, A., Martin, Y., Parmentier, B. & Bossche, P. v. d., 2010. *WTCB-Rapport nr. 13 - Fysisch en mechanisch gedrag van Hout-Betonvloeren,* s.l.: WTCB.

[47] Snijders, A., 2013. Fatigue and shear failure - differences between NEN and Eurocode, s.l.: Delft University of Technology.

[48] Soetaert NV - Soiltech, 2011. *Soetaert.* [Online]
Available at: http://www.soetaert.be/files/cms1/soilmix/soilmix%20techniek.pdf
[Accessed 2014].

[49] Soletanche Bachy, 2011. *Technical Guide,* Rueil-Malmaison, France: Soletanche Bachy.

[50] Spoorzone Delft, 2009. *Factsheet bouwmethode diepwanden,* Delft: Spoorzone Delft.

[51] Spoorzone Delft, 2010. *Factsheet damwanden,* Delft: Spoorzone Delft.

[52] Taerwe, L., 1986. A General Basis for the Selection of Compliance Criteria. *IABSE Proceedings P-102/86,* pp. 113-127.

[53] TAW, 2004. TR 22, Technisch rapport kistdammen en diepwanden in waterkeringen, Den Haag: TAW.

[54] Uffelen, K. v., 2012. Herbestemming van een Monument in beton - een protocol voor het constructief beoordelen van een betonconstructie uit 1910-1940, Eindhoven: Technische Universiteit Eindhoven.

[55] Verruijt, A., 2001. *Grondmechanica,* s.l.: s.n.

[56] Vervoort, A. & Van Lysebetten, G., 2011. Discrete simulaties van breukgroei in (soil mix) materiaal met zwakke insluitsels, s.l.: s.n.

[57] Vibropile, 2013. *Cutter Soil mix.* [Online]
Available at: http://www.vibropile.com.au/
[Accessed Juni 2013].

[58] Vrijling, J. et al., 2011. *Manual Hydraulic Structures CT3330,* s.l.: TU Delft.

[59] Walraven, J., 2013. *Constructieve beschouwing CSM.* Delft: s.n.

[60] Walraven, J., 2013. Notitie samenwerking staalprofiel en CSM. s.l.:s.n.

[61] Walraven, J. & Braam, C. R., 2011. *CIE4160 Prestressed Concrete.* s.l.:Delft University of Technology.

[62] Wedam damwanden, 2012. *Werkplan CSM wanden,* s.l.: s.n.

[63] Woerdt, W. v. d., 2010. *Crack formation in structural slabs on underwater concrete,* s.l.: Delft University of Technology.

LIJST VAN FIGUREN EN TABELLEN

Figuur 1-1 Grondkerende wand (Verruijt, 2001) ... 15
Figuur 1-2 Impressie bouwproces diepwanden (Jam visueel denken, 2013) ... 16
Figuur 1-3 Impressie bouwproces cutter soil mix wanden (Kimman, et al., 2014) ... 17
Figuur 1-4 Dimensies panelen CSM wand (Bauer Maschinen GmbH, 2010) ... 17
Figuur 2-1 Impressie range sterktenklassen soil mix, beton en hoge sterkte beton 19
Figuur 3-1 Gemiddelde buigstijfheid ... 23
Figuur 3-2 Boogwerking CSM wand (Walraven, 2013) ... 24
Figuur 3-3 Niet-verbonden en volledig verbonden secties (Skowron, et al., 2010) .. 25
Figuur 3-4 Aanhechting staalprofiel en csm (Walraven, 2013) ... 26
Figuur 3-5 Piekwaarden voor uittrekweerstand wapening (Denies, et al., 2012) ... 26
Figuur 3-6 Schematisatie vakwerkanalogie (Snijders, 2013) ... 27
Figuur 3-7 Verticale en horizontale scheuren ... 28
Figuur 3-8 Invloedslengte horizontale ... 28
Figuur 3-9 Sterkteontwikkeling soil mix referentiemateriaal ... 31
Figuur 3-10 Elasticiteitsmodulus WTCB onderzoek (Denies, et al., 2012) ... 32
Figuur 3-11 Relatie tussen treksterkte en druksterke (Denies, et al., 2012) ... 33
Figuur 4-1 Verband afzonderlijke partiële factoren (NEN-EN 1991-1-1, 2011) ... 35
Figuur 4-2 Invloed scheefstanden en plaatsingstoleranties ... 36
Figuur 4-3 Bepaling design waarden belasting en sterkte (NEN-EN 1991-1-1, 2011) .. 36
Figuur 5-1 Proefopstelling vierpuntsbuigproef ... 40
Figuur 5-2 cilinders en balken in bekisting ... 42
Figuur 5-3 Scheurpatroon betonnen balk ... 43
Figuur 5-4 Gedrag betonnen balk IPE 80 ... 43
Figuur 5-5 Scheurpatroon Soil mix balk centrisch IPE ... 44
Figuur 5-6 Gedrag soil mix centrisch IPE 80 ... 44
Figuur 5-7 Scheurpatroon soil mix excentrisch IPE ... 45
Figuur 5-8 Gedrag soil mix excentrisch IPE 80 ... 45
Figuur 5-9 Modellering 'standaard' gewapende balk ... 47
Figuur 5-10 Modellering samengestelde ligger ... 49
Figuur 5-11 Samengestelde ligger voor centrisch IPE profiel ... 49
Figuur 5-12 Vergelijking gevonden waarden met vooronderzoek ... 52
Figuur 6-1 Checks betonnen balk IPE 80 (4PB-IPE1) ... 53
Figuur 6-2 Checks soil mix centrisch IPE 80 (4PS-IPE3) ... 54
Figuur 6-3 Checks soil mix excentrisch IPE 80 (4PS-IPE EX2) ... 54
Figuur 6-4 Bezwijk details 4PB-IPE1 stuik, 4PS-IPE3 afschuiving en 4PS-IPE EX2 dwarskracht ... 54
Figuur 6-5 Model 1 versus meting beton en soil mix centrisch IPE ... 55
Figuur 6-6 model 2 versus meting beton en soil mix centrisch IPE ... 56
Figuur 6-7 Aandeel soil mix en IPE 80 in buigstijfheid ... 57
Figuur 6-8 Buigstijfheid versus ongescheurde hoogte ... 57
Figuur 6-9 Model samengestelde ligger versus gemeten waarden ... 58
Figuur 6-10 Scheurptatroon soil mix balk excentrisch ipe profiel ... 59
Figuur 6-11 Scheurwijdte soil mix met IPE en soil mix met excentrisch IPE ... 59
Figuur 7-1 Doorsnede 6/1 tunnel Hondsrugweg ... 63

Figuur 7-2 Illustratie plaatsingsafwijkingen 64
Figuur 7-3 Modellering Scia engineer (Robbemont & Kerkhof, 2013)....66
Figuur 9-1 Doorsneden samengestelde ligger model 69

Tabel 2-1 Proces ontwerp diepwandconstructie (CUR 231, 2010)....20
Tabel 3-1 Aanbevolen waarden voor w_{max} [mm] 27
Tabel 3-2 Kubus druksterkten referentieprojecten (Robbemont & Kerkhof, 2013) 30
Tabel 3-3 Relatie treksterkte - druksterkte 33
Tabel 4-1 Belastingfactoren voor UGT (NEN-EN 1991-1-1, 2011) 37
Tabel 5-1 Bezwijklast balken....46
Tabel 5-2 Stroomschema doorsnede capaciteit op basis van EC 2....48
Tabel 5-3 Stroomschema doorsnede capaciteit op basis van samengestelde ligger.50
Tabel 5-4 Herleidde druksterkte balken 51
Tabel 7-1 Plaatsingsafwijkingen doorsnede 6/1 64
Tabel 7-2 Momentcapaciteit obv model 2 doorsnede 6/1 Wand B 65
Tabel 7-3 Momentcapaciteit obv model 2 doorsnede 6/1 Wand VW 1-2 65
Tabel 9-1 Stroomschema doorsnede capaciteit op basis van samengestelde ligger.70

Figuur bijlage A-1 Definities afmetingen panelen (CUR 231, 2010)....A-2
Figuur bijlage A-2 Diepwand en Secanspalenwand bouwmethodes (Franki Geotechnics, 2013) A-3
Figuur bijlage A-3 Mixed In Place methode A-4
Figuur bijlage A-4 Primaire en secundaire panelen....A-4
Figuur bijlage A-5 Impressie bouwproces cutter soil mix wanden (Kimman, et al., 2014) A-4
Figuur bijlage A-6 Dimensies panelen CSM wand (Bauer Maschinen GmbH, 2010).....A-5
Figuur bijlage A-7 Werking CSM freeskop (Soletanche Bachy, 2011) A-5
Figuur bijlage A-8 Eén- en tweefasen CSM (Bauer Maschinen GmbH, 2010)....A-6
Figuur bijlage A-9 Toepassingen CSM wanden (Soletanche Bachy, 2011) A-6
Figuur bijlage A-10 Kellyguided and quattrocutter (Bauer Maschinen GmbH, 2010) A-7
Figuur bijlage A-11 Controle display cabine....A-8
Figuur bijlage A-12 Freesgegevensgrafieken A-8
Figuur bijlage A-13 Verankerde damwand A-9
Figuur bijlage A-14 Boogwerking CSM wand (Walraven, 2013)....A-11
Figuur bijlage A-15 Onderwaterbetonvloer (Arkesteijn, 2012) A-11
Figuur bijlage A-16 Scheurmodel A-14
Figuur bijlage A-17 Gescheurd evenwicht....A-16
Figuur bijlage A-18 Definitie cilinder A-17
Figuur bijlage A-19 Definitie kubus....A-17
Figuur bijlage A-20 Druksterktes CSM (Jacobs Associates, 2011) A-18
Figuur bijlage A-21 Elasticiteitsmodulus WTCB (Denies, et al., 2012) A-19
Figuur Bijlage A-22 Relatie tussen treksterkte en druksterke (Denies, et al., 2012) A-19
Figuur bijlage A-23 Ontwikkeling druksterkte kubussen (Wedam damwanden, 2012) A-20

Figuur bijlage A-24 Scheurwijdte ontwikkeling (Wedam damwanden, 2012) A-20
Figuur bijlage A-25 Bepaling design waarden belasting en sterkte.....A-21
Figuur bijlage A-26 Lang duur sterkte beton.....A-22
Figuur bijlage A-27 Verband afzonderlijke partiële factoren (NEN-EN 1991-1-1, 2011).....A-22
Figuur bijlage A-28 Relatie niveau I en niveau II benadering A-23
Figuur bijlage A-29 Gevolgklassen volgens (NEN-EN 1990, 2011) A-24
Figuur bijlage A-30 Benadering volgens normaalverdeling (Taerwe, 1986).....A-24
Figuur bijlage A-31 Acceptatiekans $fck \leq fci, test$ (Taerwe, 1986) A-25
Figuur bijlage B-1 Nominale afmeting cilinder en balk volgens NEN-EN 12390-1 ... B-3
Figuur Bijlage B-2 Gevoeligheid belasting B-3
Figuur Bijlage B-3 Gevoeligheid moment B-3
Figuur Bijlage B-4 Momentenlijn vierpunts buigproef B-4
Figuur Bijlage B-5 Doorbuiging middels kromming B-5
Figuur Bijlage B-6 Afdracht krachten volgens geribde of gladde wapening..... B-6
Figuur Bijlage B-7 Korrelverdeling korrelgroep 0/16 ..... B-8
Figuur Bijlage B-8 Grondopbouw Hondsrugweg Emmen B-9
Figuur Bijlage B-9 Proefopstelling vierpunts buigproef B-14
Figuur Bijlage B-10 Situatieschets $\sigma ct = fctm$ B-17
Figuur Bijlage B-11 Situatieschets $\sigma s = fyd$.....B-18
Figuur Bijlage B-12 Situatieschets $\varepsilon c = \varepsilon c3 = 1{,}75‰$.....B-19
Figuur Bijlage B-13 Situatieschets $\varepsilon c = \varepsilon cu3 = 3{,}5‰$,.....B-19
Figuur Bijlage B-14 Situatieschets stuik- voor vloeimoment B-20
Figuur Bijlage B-15 Situatieschets $1{,}75‰ < \varepsilon c < 3{,}5‰$,.....B-20
Figuur Bijlage B-16 Zwaartepunt bepaling $xvloeimoment$ B-21
Figuur bijlage D-1 Belasting tijdens inhangen proefstuk D-6

Tabel bijlage A-1 Inheidiepte damwand.....A-10
Tabel bijlage A-2 Ankerkracht damwand A-10
Tabel bijlage A-3 Aanbevolen waarden voor w_{MAX} [mm].....A-14
Tabel bijlage A-4 Belastingfactoren voor UGT (NEN-EN 1991-1-1, 2011).....A-21
Tabel bijlage B-1 Korrelverdeling betonmengsel C25/30..... B-8
Tabel bijlage B-2 Hoeveelheden materiaal betonmengsel B-8
Tabel bijlage B-3 Afmetingen IPE 100 .....B-10
Tabel bijlage B-4 Afmetingen wapening.....B-10
Tabel bijlage B-5 Beproevingsschema.....B-15
Tabel bijlage B-6 Resultaten driepunt buigproef soil mix balken Emmen 100x100x500 mm B-16