



Numerieke modellering van steenzettingen

effecten in langsrichting van de dijk, met variatiestudies



C.M. Frissen



Numerieke modellering van steenzettingen

effecten in langsrichting van de dijk, met variatiestudies

C.M. Frissen
Rijswijk, augustus 1996
TNO-Bouw
Afdeling Numerieke mechanica

TNO rapport nr. 96-NM-R-0994
TU Delft rapport nr. 03.21.1.22.26

*Te weten wat men weet
en te weten wat men niet weet,
dat is kennis.*

Confucius



Technische Universiteit Delft

Faculteit der Civiele Techniek



TNO Bouw



*Ministerie van Verkeer en Waterstaat
Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat
Dienst Weg- en Waterbouwkunde*



**GRONDMECHANICA
DELFT**



waterloopkundig laboratorium

Technische
Adviescommissie voor de
Waterkeringen

Voorwoord

Na het gymnasium ben ik een technische studie in Delft gaan doen. Bij de Faculteit der Civiele Techniek kwam al snel mijn voorliefde voor mechanica en waterbouwkundige vakken naar voren. Zodoende kwam ik in de vakgroep Mechanica & Constructies, sectie Grondslagen Constructieleer terecht. Prof. Blaauwendraad bood mij 3 afstudeeropties aan, waarvan ik numerieke modellering van steenzettingen gekozen heb.

Dit rapport bevat een beschrijving van het fundamentele onderzoek dat ik gedurende de periode oktober 1995 tot augustus 1996 verricht heb. Het is bedoeld als fase in proces van voortschrijdend inzicht omtrent het inklemgedrag van steenzettingen.

Het afstudeerproject wordt gekenmerkt door de zeer grote belangstelling van verscheidende bedrijven. Dit heeft geleid tot een afstudeercommissie met maar liefst 6 leden. Zij hebben vol enthousiasme een waardevolle bijdrage geleverd aan de totstandkoming van dit afstudeerwerk. Hen ben ik dus veel dank verschuldigd.

Verder gaat mijn dank uit naar de medewerkers van de afdeling Numerieke Mechanica van TNO-Bouw, in het bijzonder dr. ir. G.M.A. Schreppers bij wie ik gedurende het onderzoek de deur heb platgelopen. Ook wil ik ir. R. ter Steeg bedanken voor de inwijding in DIANA en ing. B van Pouderoyen als dagelijkse steun en toeverlaat.

Afstudeercommissie:

prof. dr. ir. J. Blaauwendraad
TU Delft, Faculteit der Civiele Techniek

dr. ir. J.G. Rots
TNO-Bouw, afdeling Numerieke Mechanica & TU Delft, Faculteit der Civiele Techniek

dr. ir. G.M.A. Schreppers
TNO-Bouw, afdeling Numerieke Mechanica

ir. H.L. Bakker
Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde

dr. H. den Adel
Grondmechanica Delft

ir. M. Klein Breteler
Waterloopkundig Laboratorium

Inhoudsopgave

Samenvatting	9
Symbolenlijst	11
1 Inleiding	13
2 Oriëntatie en historie	15
2.1 Onderzoeksomgeving	15
2.2 Dijkconstructie	16
2.3 Eerder onderzoek	17
3 Probleemanalyse	19
3.1 Afbakenen onderzoeksgebied	19
3.2 Probleem- en doelstelling	19
3.3 Achtergrond	20
3.3.1 Bezwijkmechanismen	20
3.3.2 Variatiestudies	22
4 Preliminare analyses	23
4.1 Analytisch model Rigter	23
4.1.1 Uitgangspunten	23
4.1.2 Karakteristieke grootheden	24
4.1.3 Redigeren formules	26
4.1.4 Controle op afschuiving	27
4.2 Numeriek equivalent van analytisch model	29
4.2.1 Uitgangspunten	29
4.2.2 Modellerings	30
4.2.3 Resultaten en analyse	32
4.2.4 Meshverfijning	33
4.3 Modificatie model van Rigter	34
4.4 Evaluatie	36
5 Numerieke Modelling	39
5.1 Algemeen	39
5.1.1 Steenzetting	39
5.1.2 Golfbelasting	40
5.2 Model opbouw	41

5.2.1	Algemeen	41
5.2.2	Haringmanblokken	42
5.2.3	Bedding	42
5.2.4	Voegen	42
5.3	Berekeningsproces	44
5.3.1	Belasting	44
5.3.2	Parameters	44
6	Numerieke resultaten en analyse	47
6.1	Vervormingen	47
6.2	Krachtenverloop in steenzetting	49
6.3	Spanningen in steenzetting	51
6.4	Spanningen in bedding	55
6.5	Controle op afschuiving	56
7	Variatiestudies	59
7.1	Invloed voegen op p_{max}	59
7.1.1	Voegstijfheid	59
7.1.2	Voegen gedeeltelijk gevuld	61
7.1.3	Plaatselijke imperfecties	63
7.2	Invloed L_{rij} op p_{max}	63
7.3	Invloed S op p_{max}	65
7.4	Controle op afschuiving	66
8	Empirische afleiding formule p_{max}	67
8.1	p_{max} als functie van L_{rij} en S	67
8.2	p_{max} als functie van E_{voeg} en s	69
8.3	Uiteindelijke formule	73
9	Conclusies	77
10	Aanbevelingen	79
	Referenties	81

Samenvatting

In dit rapport wordt verslag gedaan van een numeriek onderzoek naar steenzettingen op dijken. De steenzetting van een dijk kan door een golfaanval worden beschadigd. Dit wordt veroorzaakt door een opwaartse druk aan de onderzijde, die verantwoordelijk is voor het uitlichten van de stenen. Als er een sterkte-berekening wordt uitgevoerd, blijkt dat er zogenaamde inklemeffecten optreden. Dit is het gevolg van het geometrisch en fysisch niet-lineair gedrag. Er is dus een grotere kracht dan het eigen gewicht nodig om een steen uit de zetting te trekken. Het gunstige effect van deze inklemkrachten kan echter nog moeilijk worden gekwantificeerd en dus niet in de praktijk worden toegepast. Het doel van het afstudeerproject is meer inzicht te verkrijgen in de rol die de verschillende parameters spelen bij het inklemgedrag. Hiertoe wordt steeds de maximaal toelaatbare belasting p_{max} op het moment van bezwijken van de rij blokken beschouwd.

Het model van Rigter is een aanzet geweest voor dit project. Het model beschrijft op analytische wijze het gedrag van steenzettingen, waarbij drie belangrijke aannames ten opzichte van het werkelijke gedrag zijn gedaan, te weten:

1. In de blokken heerst een lijnspanningstoestand.
2. De rij blokken knikt in twee gelijke delen uit.
3. De afzonderlijke delen hebben geen buigvervorming.

Als er van dit model inclusief de aannames een numeriek equivalent wordt opgesteld, worden dezelfde resultaten verkregen. Met het eindige-elementenmethodepakket DIANA is het echter eenvoudig bovenstaande aannames te elimineren. Er wordt dan een maximale belasting p_{max} tenminste twee maal lager dan bij het analytische model Rigter gevonden. De belangrijkste aanname van Rigter die niet overeenkomt met de werkelijkheid is dat de steenzetting ten gevolge van een gelijkmatig verdeelde belasting een parabolische uitbuingingsvorm krijgt.

Het inklemeffect is er oorzaak van dat p_{max} groter is dan het eigen gewicht van de blokken. Wanneer er een belastingsfactor f gedefinieerd wordt als zijnde p_{max}/p_{eg} is het duidelijk dat deze waarde groter dan wel gelijk één is. Aan de hand van een drietal variatiestudies is de invloed van de volgende parameters op de maximale belasting bepaald:

- de lengte van de rij blokken L_{rij}
- de breedte van de golf S
- de voegstijfheid met behulp van spleetbreedte s en voegvulling E_{voeg}

Het is evident dat bij variërende parameter waarden met DIANA verschillende resultaten worden gevonden. Deze uitkomsten kunnen door middel van een empirische afleiding tot één formule samengesmeed worden. Met deze formule kan eenvoudig de belastingsfactor f berekend worden:

$$f = \frac{3.6}{\rho g \cos(\alpha) D} \sqrt{\frac{E_{constr}}{S^3}} \left(\frac{1}{\sqrt[4]{L_{rij}^3}} + 0.33 \right) + 1$$

waarin:

ρ = volumieke massa blokken

g = versnelling van de zwaartekracht

α = hellingshoek van het talud

De eerste term van het rechter lid van deze formule geeft de extra belasting boven het eigen gewicht weer en is dus een maat voor het inklemeffect.

Uit de variatiestudies blijkt dat de belastingsfactor f binnen de gestelde parameter grenzen tussen 1.1 en 1.4 ligt.

Symbolenlijst

A	oppervlakte dwarsdoorsnede blok	[m ²]
B	blokbreedte	[m]
c	cohesie	[N/m ²]
D	blokhoogte	[m]
D _{nn}	normaalstijfheid	[N/m ³]
D _{tt}	afschuifstijfheid	[N/m ³]
e	excentriciteit	[m]
E	elasticiteits-modulus	[N/m ²]
E _{constr}	elasticiteits-modulus constructie	[N/m ²]
f	verhouding tussen p _{max} en p _{eg}	[-]
g	versnelling van de zwaartekracht	[m/s ²]
I	traagheidsmoment	[m ⁴]
L	bloklengte	[m]
L _{db}	lengte drukdiagonaal	[m]
L _{rij}	lengte rij blokken	[m]
M	moment	[N/m]
N	normaalkracht	[N]
p	golfbelasting	[N/m ²]
P _{inklem}	P _{max} - P _{eg}	[N/m ²]
p _{max}	maximale belasting op moment van bezwijken	[N/m ²]
q	lijnbelasting	[N/m]
s	spleetbreedte	[m]
S	lengte belastingsprofiel	[m]
t _n	normaalspanning interface	[N/m ²]
t _t	schuifspanning interface	[N/m ²]
V	dwarskracht	[N]
w	verplaatsing loodrecht op het talud	[m]
α	hellingshoek van het talud	[°]
δ	verplaatsing symmetrisch midden van rij blokken	[m]
ε	rek	[-]
μ	wrijvingscoëfficiënt	[-]
ν	dwarscontractiecoëfficiënt	[-]
φ	wrijvingshoek	[°]
ρ	volumieke massa blokken	[kg/m ³]
(..) _{blok}	blokwaarde	[..]
(..) _{eg}	waarde eigen gewicht blokken	[..]
(..) _{voeg}	voegwaarde	[..]

Hoofdstuk 1

Inleiding

In dit rapport wordt verslag gedaan van een numerieke studie naar steenzettingen op dijken. Het onderzoek is hierbij toegespitst op de zogenaamde inklemeffecten die een grote rol spelen.

Inklemkrachten leiden tot een verhoging van de sterkte van de steenzetting, oftewel een 'verborgen veiligheid'. Het gunstige effect van deze inklemkrachten kan echter nog moeilijk worden gekwantificeerd en dus niet in praktijk worden toegepast.

Doelstelling van dit afstudeerproject is een groot aantal parameters die van invloed zijn op de inklemkrachten te beschouwen. Het betreft hier onder andere de randvoorwaarden, belastingen, geometrie en eigenschappen van de blokken en de voegen. Door middel van deze variatiestudies dient er kwantitatief inzicht verkregen te worden in de rol van de verschillende parameters op het inklemgedrag. De effecten in de langsrichting van de dijk worden hierbij beschouwd.

Het betreft een numeriek onderzoek waarbij de steenzettingen worden gemodelleerd met behulp van het eindige-elementenmethodepakket DIANA.

De onderzoeksresultaten zullen worden vertaald naar praktijkaanbevelingen en ontwerp-richtlijnen omtrent een 'minimum veiligheid' waarop in de praktijk altijd gerekend mag worden.

Hoofdstuk 2

Oriëntatie en historie

In dit hoofdstuk wordt uitgelegd in wat voor soort omgeving de studie van steenzettingen op dijken is gedaan. Tevens wordt het hiervoor gebruikte eindige-elementenmethodepakket DIANA beschreven. Ter oriëntatie wordt een dijkconstructie in algemene zin toegelicht alsmede de verschillende schademechanismen die bij steenzettingen kunnen optreden. Verder komt de golfbelasting die oorzaak is van bezwijken van de steenzetting aan de orde. Tenslotte worden de resultaten van eerdere onderzoeken op het gebied van steenzettingen in dit hoofdstuk aangegeven.

2.1 Onderzoeksomgeving

Dit rapport is geschreven in het kader van het afstuderen aan de Technische Universiteit Delft, faculteit der Civiele Techniek. De afstudeerrichting is Mechanica & Constructies. Het project is in opdracht van Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde (DWW) te Delft uitgevoerd en door deze gefinancierd. In nauwe samenwerking met de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) is de probleemstelling van het project geformuleerd. De uitvoering van het project heeft plaatsgevonden bij TNO-Bouw afdeling Numerieke Mechanica in Rijswijk. Verder hebben Grondmechanica Delft en het Waterloopkundig Laboratorium aan het project bijgedragen.

De numerieke modellering van steenzettingen is uitgevoerd met behulp van het eindige-elementenmethodepakket DIANA (DIplacement ANALysis). Inklemeffecten van steenzettingen kenmerken zich namelijk door geometrisch en fysisch niet-lineair gedrag. Het pakket DIANA is uitermate geschikt om dit gedrag te onderzoeken. De eerder genoemde afdeling Numerieke Mechanica is voor DIANA het kennis- en ontwikkelingscentrum.

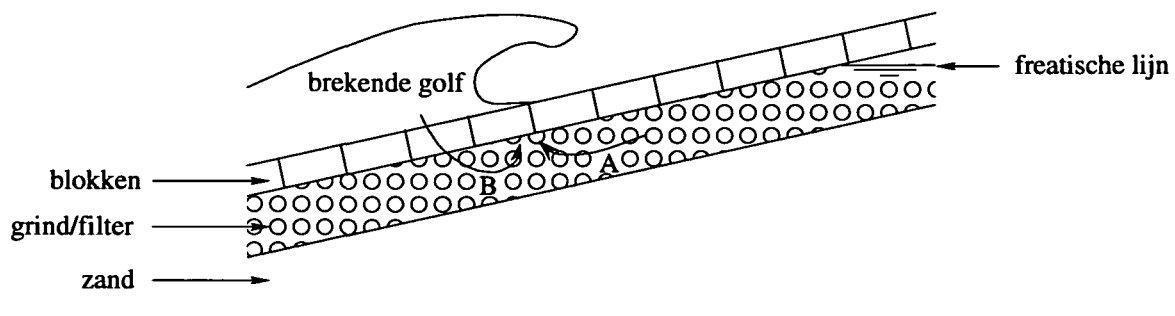
2.2 Dijkconstructie

Van de legio varianten van dijkbekledingsconstructies die er bestaan, wordt in dit kader gekeken naar steenzettingen. Hierbij bestaat de toplaag uit stenen. Ten gevolge van een golfbelasting kunnen er vier elementaire schademechanismen aan de steenzetting optreden:

1. Het uitlichten van stenen
2. Het inzanden van het filter vanuit de basis waardoor de toplaag verzakt
3. Afschuiven van de toplaag
4. Grondmechanische instabiliteit

Dit project is gericht op het eerste schademechnisme, waarbij de toplaag zijn stabiliteit verliest doordat de stenen loskomen. Achtergrondinformatie omtrent dit bezwijkmechanisme wordt in hoofdstuk 3 gegeven.

Het gedrag van de steenzettingen is afhankelijk van de specifieke opbouw van een dijk. In figuur 2.1 is de voor dit project aangenomen dwarsdoorsnede gedeeltelijk weergegeven. De toplaag van de constructie bestaat uit Haringmanblokken, waaronder een filter van grind en een basis van zand liggen. Er wordt gekeken naar een cyclus waarbij een brekende golf



Figuur 2.1: Dwarsdoorsnede dijkbekledingsconstructie

een dijk nadert, tegen het talud oploopt en zich vervolgens weer terugtrekt. Beschouwd wordt nu het moment dat de volgende brekende golf zich aandient. In deze situatie is er een maximaal verschil tussen de waterstand op het talud en die in het filter (freatische lijn). De stabiliteit van de toplaag wordt nu door de opwaartse druk aan de onderkant van de blokken bedreigd. In figuur 2.1 is dit weergegeven met de pijl A. Een soort gelijk effect is met behulp van pijl B weergegeven. Het water uit de brekende golf gaat door de toplaag en het filter naar boven. Beide effecten zijn eenvoudig te verklaren aan de hand van de wet der communicerende vaten. De opwaartse druk loodrecht op het talud is verantwoordelijk voor het uitlichten van de stenen. Deze studie is gericht op het bepalen en begrijpen van de maximaal opwaartse drukbelasting waarbij de stabiliteit van de toplaag nog net is verzekerd.

2.3 Eerder onderzoek

Het ontwerp van een dijkconstructie is gebaseerd op praktijkervaring die bij het bouwen en herstellen van dijken in de afgelopen eeuw tot stand is gekomen. Dit gebeurde vaak door schade en schande.

In het begin van de jaren tachtig zijn onderzoeken gestart naar de sterkte en stabiliteit van gezette dijkbekledingen. Dit leidde tot de eerste ondervinding van het fenomeen 'inklem-effecten' dat voor een aanvullende sterkte van de steenzetting zorgt. Tot dusver werd er bij de sterkte-berekeningen van uitgegaan dat de maximaal toelaatbare belasting gelijk is aan het eigen gewicht van een blok vermeerderd met de ondervonden wrijving [Ref.6]. De 'extra veiligheid' kon niet worden verklaard en berekend en dus niet worden verdisconteerd in ontwerp- en rekenrichtlijnen.

Om meer inzicht te verkrijgen in de inklemkrachten werden er vanaf 1990 trekproeven verricht op bestaande dijken [Ref.8]. De resultaten bevestigden het feit dat er een grotere kracht dan het eigen gewicht van een blok vermeerderd met de wrijving nodig was om deze uit de zetting te trekken. Vooralsnog kon dit inklemeffect niet eenduidig worden verklaard. In 1991 kwam Bakker [Ref.1] met de veronderstelling dat de inklemkracht verklaard kon worden door het geometrisch niet-lineair gedrag van de steenzettingen. Hij verklaarde dit aan de hand van het 'blokken-doorslagmechanisme'. Bij dit mechanisme is er een niet-lineair verband tussen de trekkracht en de verplaatsing. Ook de inklemkracht is dan niet-lineair met de verplaatsing.

In 1993 en 1994 is door Suiker [Ref.2] tijdens zijn afstudeerproject numeriek onderzoek uitgevoerd naar het mechanisch gedrag van steenzettingen op dijken onder invloed van een golfaanval. Het fenomeen 'inklemkrachten' werd hierin nader onderzocht door met behulp van een eindige-elementenstudie te kijken naar geometrisch en fysisch niet-lineair gedrag van blokkenmodellen. Deze numerieke studie bevestigde het reeds bestaande inzicht dat inklemkrachten kunnen leiden tot een aanzienlijke verhoging van de sterkte van de steenzettingen. Tevens verschaftte dit onderzoek meer inzicht in de inklemkrachten.

Bij het afstudeerproject van Suiker lag de nadruk op de inklemming in de dwarsrichting van de dijk. Ter aanvulling op deze studie wordt er in dit verslag gekeken naar wat de inklemeffecten in de langsrichting van de dijk zijn, juist omdat in praktijk bij trekproeven effecten in langsrichting optreden.

Hoofdstuk 3

Probleemanalyse

In dit hoofdstuk wordt het resultaat van de probleemanalyse weergegeven. Het belang van deze analyse is dat er een duidelijke probleemstelling geformuleerd kan worden. Tevens wordt enige achtergrondinformatie gegeven over onderwerpen die in de probleemstelling aan de orde komen.

3.1 Afbakenen onderzoeksgebied

In praktijk zijn er talrijke soorten steenzettingen voorhanden. Het onderzoek wordt echter toegespitst op de zogenaamde Haringmanblokken. Beschouwd wordt één rij van deze blokken, dus in de langsrichting van de dijk. Tevens wordt aangenomen dat de steenzetting bezwijkt door een opwaartse druk aan de onderzijde ten gevolge van een brekende golf. Zoals de titel van dit rapport al suggereert, dient er een numerieke modellering van steenzettingen op dijken gemaakt te worden. Het probleem wordt gemodelleerd met behulp van het eindige-elementen-methodepakket DIANA. Er wordt een 2 dimensionaal model van blokken in langsrichting opgesteld waarbij de interactie met de onder- en bovenliggende rijen niet zal worden meegenomen.

3.2 Probleem- en doelstelling

Het probleem is dat er onvoldoende inzicht bestaat in het inklemgedrag van steenzettingen. Het doel is het verkrijgen van meer kwantitatief inzicht in de rol van de verschillende parameters die het inklemgedrag van de steenzetting beïnvloeden.

Deze parameterstudie wordt toegepast op een rij blokken in de langsrichting van de dijk. Dit is een aanvulling op de afstudeerstudie van A.S.J Suiker die vooral de inklemming in dwarsrichting behandelde.

Verder worden de onderzoeksresultaten vertaald naar praktijksituaties. Zodoende wordt er een aanzet gemaakt voor praktijk-aanbevelingen en ontwerp-richtlijnen voor schadepreventie en reparaties. Er zal dus getracht worden een uitspraak te doen over een 'minimale veiligheid' waarmee in de praktijk altijd gerekend mag worden.

3.3 Achtergrond

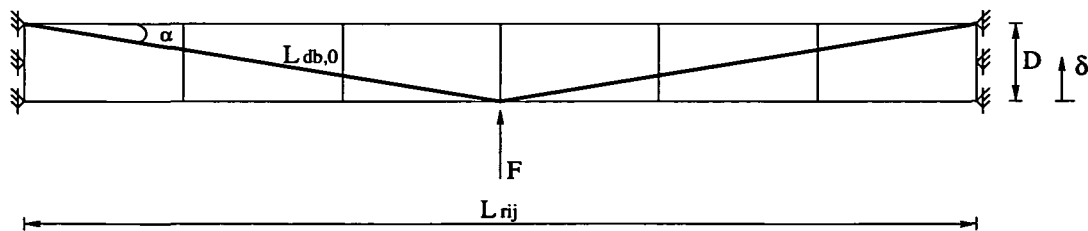
Door een golfaanval op dijk kunnen de steenzettingen op meerdere manieren loskomen van het talud en dus bezwijken. In deze paragraaf zullen de twee belangrijkste bezwijkmechanismen aan de orde komen. Ook worden de in de probleemstelling genoemde parameterstudies nader toegelicht. Deze parameterstudies worden gebruikt als middel om inzicht in de rol van de verschillende modelparameters te krijgen.

3.3.1 Bezwijkmechanismen

Bezwijken op moment, het doorslagmechanisme

Het geometrisch niet-lineair gedrag van steenzettingen kan worden beschouwd als een doorslagprobleem. Het doorslagmechanisme van een rij blokken is in figuur 3.1 weergegeven. Eenvoudigheidshalve wordt er uitgegaan van een puntlast F , in tegenstelling tot de in werkelijkheid aanwezig zijnde gelijkmatig verdeelde belasting. Aangezien deze belasting tot vergelijkbare resultaten leidt, wordt er uitgegaan van deze veel inzichtelijkere afleiding. Bij voldoende wrijving tussen de blokken zullen deze als gevolg van de puntlast gaan roteren en in het midden uitknikken. Om de rotatie mogelijk te maken moeten de drukdiagonalen verkorten. Dit resulteert in een normaaldrukkracht N in de drukdiagonaal die het zogenaamde 'inkleffect' van de blokken tot gevolg heeft.

Om meer inzicht te verkrijgen in de karakteristieken van dit blokken-doorslagmechanisme wordt het staaf-doorslagmechanisme beschouwd [Ref.5]. Dit is mogelijk omdat deze mechanismen nagenoeg identiek zijn wanneer voor de staven de drukdiagonalen van de blokken worden aangenomen.



Figuur 3.1: Doorslagmechanisme

Op eenvoudige wijze kunnen de karakteristieken van dit staaf-doorslagmechanisme worden bepaald. Voor de normaalkracht geldt:

$$N = EA\epsilon = EA \frac{L_{db} - L_{db,0}}{L_{db,0}} \quad (3.1)$$

De index '0' refereert naar de uitgangssituatie, de ongedeformeerde toestand. Uitgaande van vertikaal evenwicht geldt de vergelijking:

$$F = -2N \sin \alpha \quad (3.2)$$

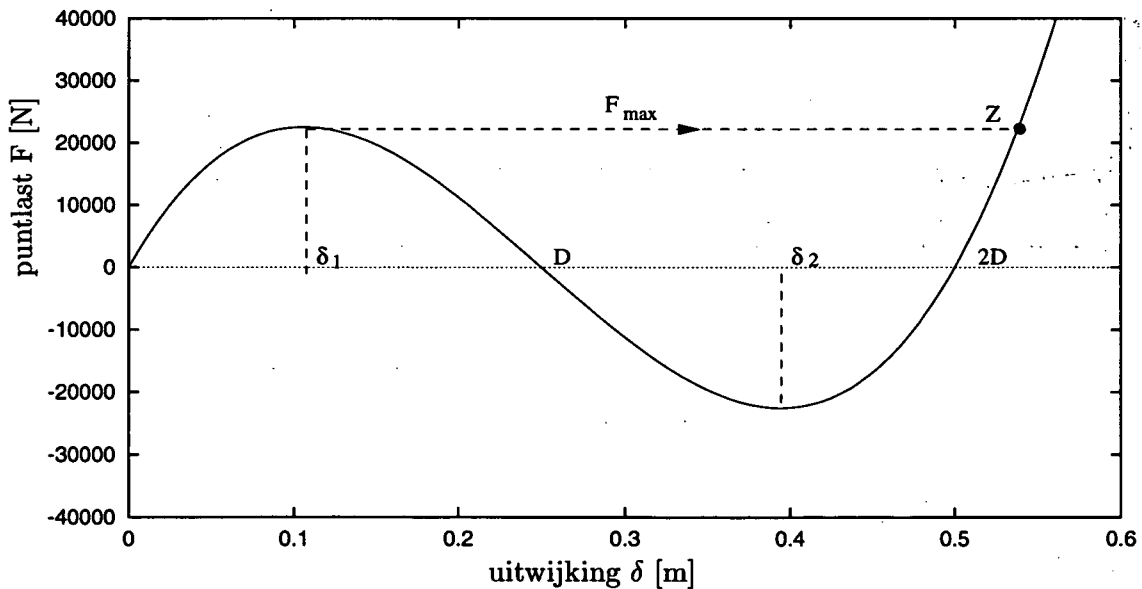
waarin α de hoek is tussen de actuele stand van de staaf en de horizontaal. Voor een kleine initiële helling $\tan \alpha_0 = 2D/L_{rij}$ geldt de volgende kinematische vergelijking:

$$\delta = L_{bd,0}(\sin \alpha_0 - \sin \alpha) \quad (3.3)$$

Na substitutie van (3.1) en (3.3) in (3.2) wordt de niet lineaire relatie tussen de trekkracht F en de uitwijking δ verkregen. Voor deze relatie geldt:

$$F = 2EA\left(1 - \frac{\sqrt{(\frac{1}{2}L_{rij})^2 + (D - \delta)^2}}{L_{bd,0}}\right)\left(\frac{D - \delta}{L_{bd,0}}\right) \quad (3.4)$$

Deze karakteristiek is in figuur 3.2 inzichtelijk gemaakt. Voor de grafische weergave van deze relatie is er van de volgende parameter-waarden uitgegaan: $E = 3 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$, $A = 0.125 \text{ m}^2$, $D = 0.25 \text{ m}$ en $L_{rij} = 20 \text{ m}$. Op het traject $\delta < \delta_1$ is er sprake van stabiel evenwicht. Op het traject $\delta_1 < \delta < \delta_2$ is het proces labiel en voor $\delta > \delta_2$ is er weer sprake van een stabiel evenwicht. Wanneer bij het bereiken van F_{max} getracht wordt de kracht F een fractie te verhogen, slaat het systeem door, vandaar de naam doorslagmechanisme. Dit wil zeggen dat het systeem overgaat naar een ander punt op het evenwichtspad (punt Z in figuur 3.2) zonder de tussenliggende punten op het evenwichtspad te doorlopen.



Figuur 3.2: Last-verplaatsingsdiagram bij staaf-doorslagmechanisme

In deze studie wordt alleen het traject $0 \leq \delta \leq D$ beschouwd waarin de kracht zijn maximum bereikt en vervolgens weer afneemt tot nul. De bezwijkbelasting wordt gelijk gesteld aan de maximale belasting in dit traject; oftewel F_{max} uit de figuur is de bezwijkbelasting.

Bezwijken op afschuiving

Wanneer bij de golfaanval een verhouding tussen de normaal- en dwarskracht in de rij blokken ontstaat die groter is dan de vastgestelde wrijvingscoëfficiënt zullen de blokken langs elkaar schuiven en zal de steenzetting bezwijken.

Deze studie is gebaseerd op het feit dat bezwijken op moment maatgevend is. Na de berekeningen wordt echter wel gecontroleerd of de rij blokken niet eerder op afschuiving zou zijn bezwiken.

3.3.2 Variatiestudies

Door middel van variatiestudies wordt de invloed van de verschillende parameters op het inklemgedrag onderzocht. Door het grote aantal parameters en zeer grote aantal combinaties van parameters die kunnen worden gevarieerd, is de opdracht veel omvattend en moeten prioriteiten gesteld worden. Uit de vorige paragraaf over het doorslagmechanisme kunnen de volgende belangrijke parameters gedestilleerd worden:

- **Geometrie van de blokken**

De lengte L_{rij} van de rij blokken wordt gevarieerd. Deze variatiestudie staat in nauw verband tot het plaatsen van verticale opsluitbanden ter versterking van de steenzetting. Doordat deze op verschillende afstanden kunnen worden geplaatst, varieert de lengte van de ingeklemde rij blokken.

De blokhoogte D wordt tijdens deze studie niet gevarieerd. Als toplaag van de dijk-bekledingsconstructie wordt er altijd van Haringmanblokken uitgegaan.

- **Eigenschappen van de voegen**

Het gedrag van de voegen onder druk wordt nader onderzocht. Hierbij wordt gekeken naar verschillende voegmaterialen wat resulteert in een variërende E -modulus. Tevens wordt de invloed bepaald van verschillende spleetbreedtes tussen de blokken.

Door de invloed van water en wind komt het in de praktijk vaak voor dat de voegen niet volledig over de hoogte zijn gevuld. Ook het effect hiervan komt aan de orde.

- **Belasting-parameters**

De invloed van het profiel van de golfbelasting, met name de golfbreedte S , zal worden gevarieerd binnen bepaalde marges die in de praktijk kunnen voorkomen.

- **Spreiding en imperfecties**

De invloed van plaatselijke imperfecties zal worden onderzocht. Hierbij wordt gekeken wat de invloed van een lokale zeer brede en dus slappe voeg is op het gedrag van de steenzetting.

Hoofdstuk 4

Preliminair analyses

Over het gedrag van steenzettingen op dijken is door Rigter een artikel geschreven [Ref.4]. In deze verhandeling wordt op een analytische wijze een beschrijving van dit gedrag gegeven. Aan de hand hiervan kan een eerste kwantitatieve analyse worden gemaakt.

Als eerste stap wordt een numeriek equivalent van het model van Rigter opgezet. Hierbij wordt gebruik gemaakt van het eindige-elementenmethodepakket DIANA. Met behulp van dit pakket kunnen tevens eenvoudig een aantal aannames die bij het analytisch model zijn gedaan, worden onderzocht.

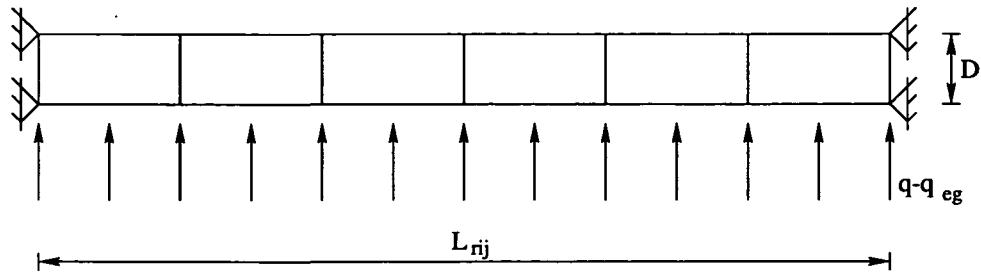
Verder wordt in dit hoofdstuk een modificatie van het model van Rigter gegeven om tot een meer verfijnde analytische beschouwing te komen. Ter afsluiting is een evaluatie van de gevonden resultaten opgenomen.

4.1 Analytisch model Rigter

In deze paragraaf zijn de uitgangspunten en een gedeeltelijke beschrijving van het analytisch model van Rigter opgenomen. Tevens wordt een herschrijving van bepaalde formules uit het artikel gegeven om te zorgen dat deze beter aansluiten op het in dit verslag geschetste probleem. Als laatste wordt gekeken of de aanname dat er geen afschuiving optreedt juist is.

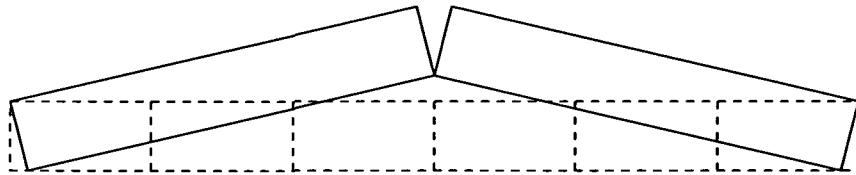
4.1.1 Uitgangspunten

Beschouwd wordt een rij blokken met een lengte L_{rij} . Door een brekende golf ontstaat er een stijghoogteverschil over de blokken. Dit heeft een gelijkmatig verdeelde opwaartse belasting aan de onderzijde van de gehele rij blokken tot gevolg. Het eigen gewicht van de blokken wordt tevens in rekening gebracht. Aan de uiteinden bevinden zich blokken die geen translaties of rotaties kunnen ondergaan, dus oneindig stijve opleggingen. Dit model waarvan bij de analytische afleiding wordt uitgegaan, is in figuur 4.1 gevisualiseerd.



Figuur 4.1: Analytisch model

Verder wordt er gekeken naar de situatie waarbij de blokken koud tegen elkaar liggen en dat uitknikken alleen mogelijk wordt gemaakt door uniforme verkorting ten gevolge van de normaalkracht. Ook wordt aangenomen dat de rij blokken in twee rechte delen zal uitknikken. Dit is in figuur 4.2 te zien.



Figuur 4.2: Vervorming analytisch model

Voor de duidelijkheid worden uit het voorgaande de volgende fundamentele uitgangspunten voor het analytisch model gestedilleerd:

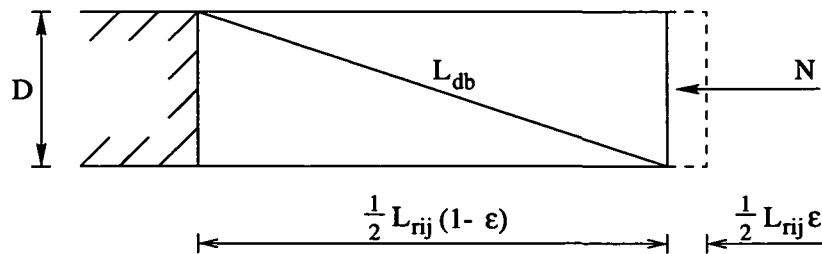
1. In de blokken heerst een lijnspanningstoestand.
2. De rij blokken knikt in twee gelijke delen uit.
3. De afzonderlijke delen hebben geen buigvervorming (homogene lijnspanning).

4.1.2 Karakteristieke grootheden

Uitgaande van het in de vorige paragraaf beschreven gedrag, kunnen enkele karakteristieke grootheden van de rij blokken worden afgeleid. Om het uitknikken mogelijk te maken, wordt uitgegaan van een uniforme verkorting van de blokken ten gevolge van de normaalkracht. Dit is in figuur 4.3 te zien. Vanwege symmetrie hoeft er slechts één deel met een lengte $\frac{1}{2} L_{rij}$ beschouwd te worden.

Uit de figuur kan eenvoudig de lengte van de drukdiagonaal (L_{db}) in verkorte toestand worden bepaald:

$$L_{db} = \sqrt{D^2 + \left[\frac{1}{2} L_{rij}(1 - \epsilon)\right]^2} \quad (4.1)$$

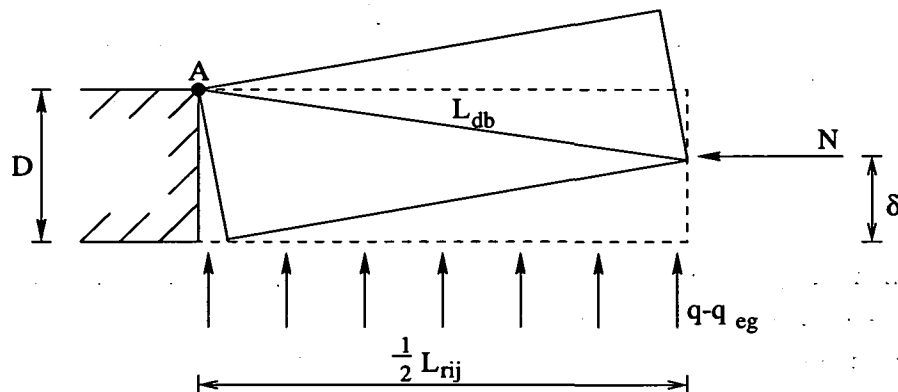


Figuur 4.3: Lengte diagonaal

In deze formule wordt een verkorting als positief aangenomen. Voor de rek geldt dus:

$$\epsilon = \frac{L_0 - L}{L_0} \quad (4.2)$$

Door de geschetste verkorting is vervolgens een rotatie mogelijk. Dit is in figuur 4.4 weer-gegeven.



Figuur 4.4: Lengte diagonaal

In deze geroteerde situatie kan de lengte van de diagonaal nogmaals beschreven worden met een andere formule:

$$L_{db} = \sqrt{(D - \delta)^2 + \left(\frac{1}{2}L_{rij}\right)^2} \quad (4.3)$$

Uit gelijkstelling van formule (4.1) en (4.3) en aanname dat $\epsilon \ll 1$ volgt bij benadering:

$$\epsilon = \frac{2\delta(2D - \delta)}{L_{rij}^2} \quad (4.4)$$

Als een kleine $D-L_{rij}$ verhouding wordt aangenomen, blijft de volgende normaalkracht-rek relatie gelden:

$$N = EA \cdot \frac{2\delta(2D - \delta)}{L_{rij}^2} \quad (4.5)$$

Uit figuur 4.4 kan tevens het momentenevenwicht ten opzichte van punt A worden bepaald. Deze luidt:

$$\frac{1}{8}(q - q_{eg})L_{rij}^2 = N(D - \delta) \quad (4.6)$$

4.1.3 Redigeren formules

De voorgaande formules zijn rechtstreeks overgenomen uit het artikel. Vervolgens wordt door Rigter de belasting q uitgedrukt in een stijghoogte-verschil. Aangezien deze transformatie in dit stadium voor de verdere uitwerking niet essentieel is, wordt het hier achterwege gelaten. De formules hebben vanaf hier dus een iets ander uiterlijk dan in het artikel. Wanneer formule (4.5) in (4.6) wordt ingevuld en voor $q_{eg} = \rho g A$ geschreven wordt, volgt:

$$q = 16EA \cdot \frac{(D - \delta)\delta(2D - \delta)}{L_{rij}^4} + \rho g A \quad (4.7)$$

Omdat er sprake is van een doorslagmechanisme is het evident dat het last-verplaatsings-diagram een vorm van een parabool heeft. De maximale q -last treedt op bij:

$$\delta = (1 - \frac{1}{3}\sqrt{3})D \quad (4.8)$$

Ingevuld in (4.7) levert dit:

$$q_{max} = \frac{32}{9}\sqrt{3}EA \cdot \frac{D^3}{L_{rij}^4} + \rho g A \quad (4.9)$$

De maximale belasting kan dus onderverdeeld worden in een bijdrage van het eigen gewicht en een term die het 'inklemgedrag' weergeeft, oftewel:

$$q_{max} = q_{inklem} + q_{eg} \quad (4.10)$$

Waarin:

$$q_{inklem} = \frac{32}{9}\sqrt{3}EA \cdot \frac{D^3}{L_{rij}^4} \quad (4.11)$$

Bij q_{max} geldt voor de normaalkracht:

$$N = \frac{4}{3}EA \cdot \frac{D^2}{L_{rij}^2} \quad (4.12)$$

Om inzicht in het krachterspel te krijgen, is het zinvol ook een formule voor de maximale

normaalkracht af te leiden. Als in formule (4.7) voor de verplaatsing δ de blokhoogte D wordt ingevuld, volgt dat de inklemtterm van de belasting q nul is. In deze labiele evenwichtstoestand verloopt de drukdiagonaal horizontaal en is de normaalkracht dus maximaal. Hiervoor geldt:

$$N_{max} = 2EA \cdot \frac{D^2}{L_{rij}^2} \quad (4.13)$$

4.1.4 Controle op afschuiving

In het voorgaande is er steeds van uitgegaan dat de rij blokken bezwijkt volgens een doorslagmechanisme. Een ander bezwijkmechanisme zou afschuiving kunnen zijn. Gecontroleerd moet worden of afschuiven niet eerder optreedt dan bezwijken op doorslag.

De maximale dwarskracht V treedt op ter plaatse van de opleggingen en is gelijk aan $\frac{1}{2} (q - q_{eg}) L_{rij}$. Er treedt bezwijken door afschuiving op wanneer de maximale wrijvingskracht wordt overschreden:

$$V \geq \mu N \quad (4.14)$$

Na substitutie van formule (4.5) geldt:

$$q \geq 4EA \cdot \frac{\mu\delta(2D - \delta)}{L_{rij}^3} + \rho g A \quad (4.15)$$

Wil afschuiving daadwerkelijk optreden, moet dit eerder gebeuren dan bezwijken door middel van het doorslagmechanisme. De benodigde belasting volgens formule (4.15) moet dus kleiner zijn dan die volgens formule (4.7). Uitgeschreven levert dit de volgende vergelijking:

$$4EA \cdot \frac{\mu\delta(2D - \delta)}{L_{rij}^3} \leq 16EA \cdot \frac{(D - \delta)\delta(2D - \delta)}{L_{rij}^4} \quad (4.16)$$

Vereenvoudiging hiervan levert:

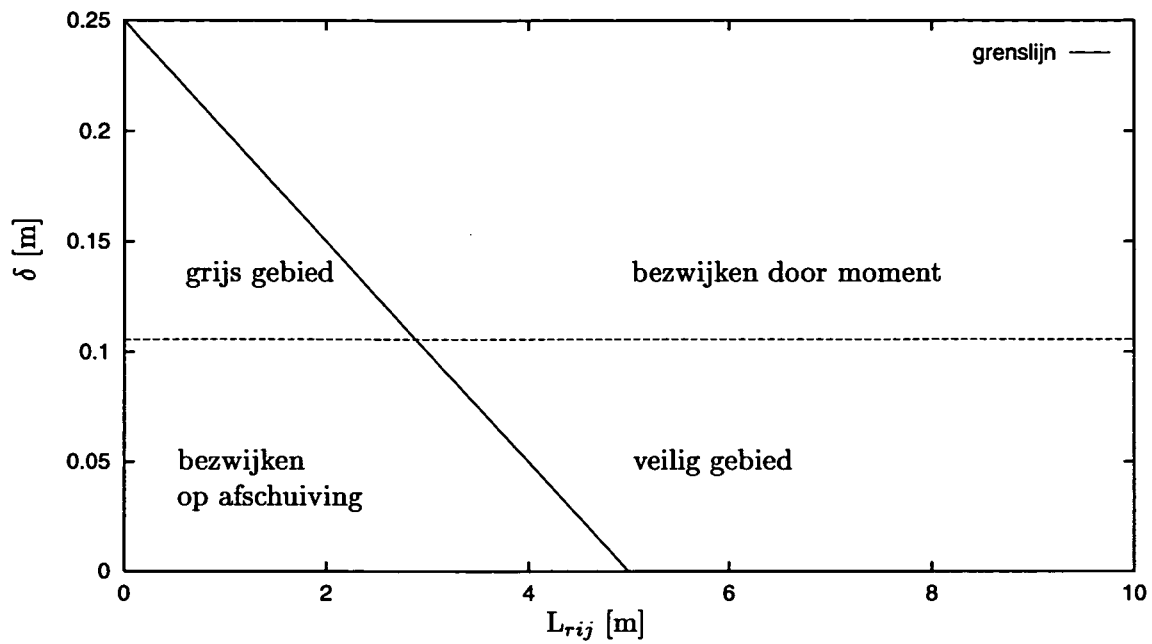
$$\delta \leq D - \frac{\mu L_{rij}}{4} \quad (4.17)$$

Als D en μ als constanten worden aangenomen, kan de grenslijn tussen de twee bezwijkmechanismen worden getekend. Deze grenslijn is in figuur 4.5 weergegeven. Tevens is een horizontale lijn van formule (4.8) te zien die aangeeft vanaf welke uitwijking het doorslagmechanisme optreedt. Er kunnen nu vier kenmerkende gebieden worden aangegeven. In het grijze gebied kunnen beide mechanismen optreden.

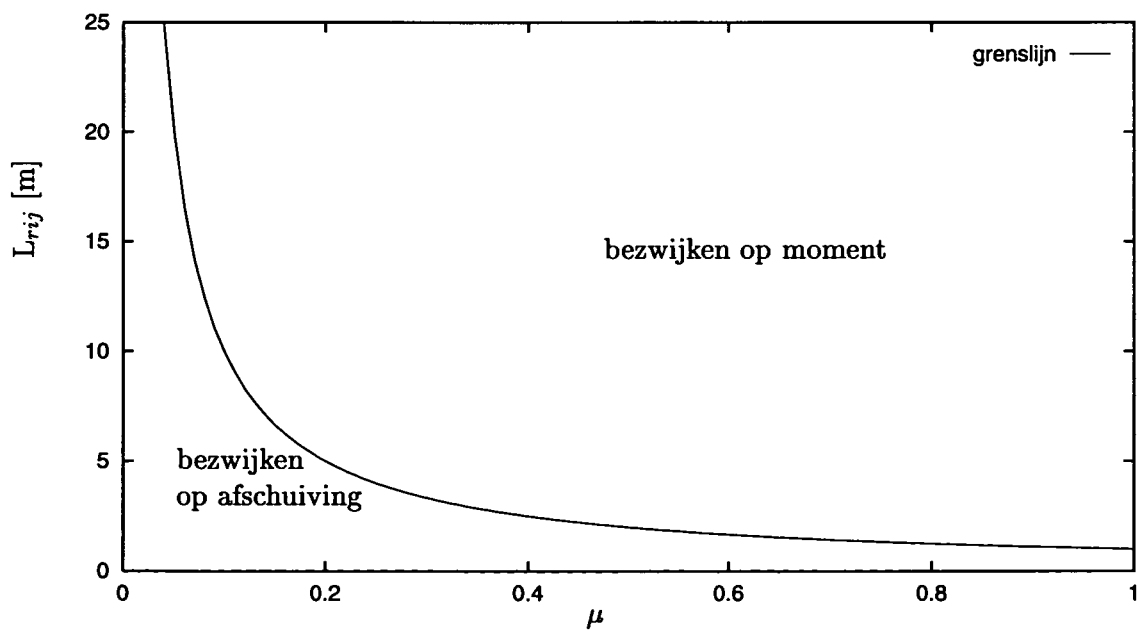
Als wordt aangenomen dat alle uitwijkingen positief zijn ($\delta \geq 0$), kan formule (4.17) anders worden geschreven:

$$L_{rij} \leq 4 \cdot \frac{D}{\mu} \quad (4.18)$$

De combinatie van deze drie parameters L_{rij} , D en μ bepaalt of de constructie al dan niet op afschuiving bezwijkt. In figuur 4.6 is voor een constante D weer een grenslijn tussen de twee bezwijkmechanismen getekend.



Figuur 4.5: Bezwijkingsgebieden voor $\mu = 0.2$ en $D = 0.25$ m



Figuur 4.6: Bezwijkingsgebieden voor $D = 0.25$ m

Geconcludeerd mag worden dat bezwijken op afschuiving alleen optreedt bij gedrongen liggers (kleine L_{rij} en/of grote D) of bij zeer kleine μ .

4.2 Numeriek equivalent van analytisch model

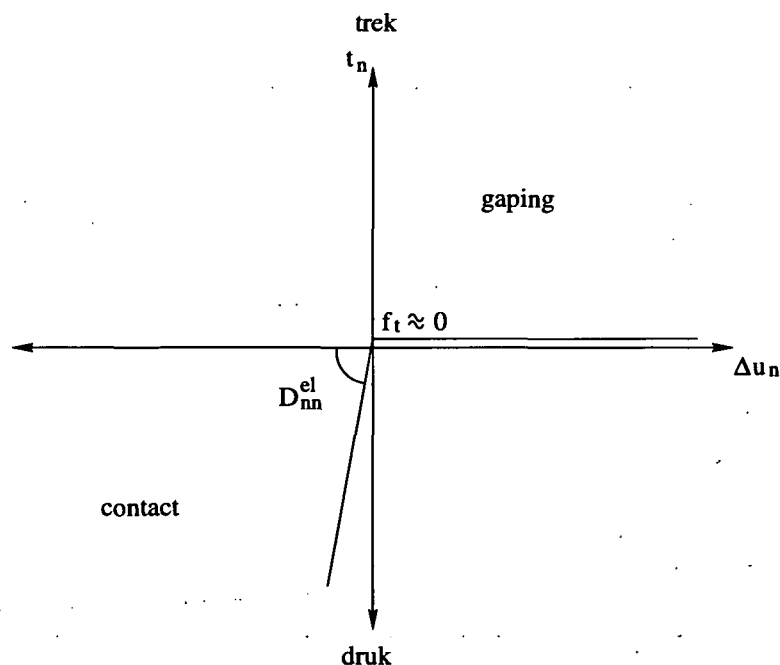
Om de toepasbaarheid van het analytisch model te toetsen, moet de invloed van de verschillende model aannames worden bepaald. Dit is te realiseren door voor elk van de in paragraaf 4.1.1 genoemde uitgangspunten een model op te stellen en deze met DIANA te berekenen.

4.2.1 Uitgangspunten

Bij de modellering in DIANA is gebruik gemaakt van de volgende gegevens:

De modellen worden opgebouwd gedacht uit betonnen Haringmanblokken met de afmetingen $L \times B \times D$ van $0.5 \times 0.5 \times 0.25$ m. Deze blokken worden met behulp van kwadratische 8-knoops vlakke spannings-continuumelementen oftewel CQ16M-elementen beschreven. De elasticiteitsmodulus E van de blokken is gelijk aan $3 \cdot 10^{10}$ N/m². De volumieke massa ρ bedraagt 2300 kg/m³.

De voegen tussen de blokken worden met behulp van kwadratische 6-knoops interface-elementen oftewel CL12I beschreven. Deze interface-elementen zijn discrete scheurelementen met een zeer lage treksterkte f_t . Het gevolg hiervan is dat de voegen belast met trekspanning, direct gaan gapen. Er is gekozen voor $f_t = 0.01$ N/m². Wordt de voeg op druk belast dan gedraagt deze zich lineair elastisch. Het discrete scheurmodel is in figuur 4.7 weergegeven.



Figuur 4.7: Discreet scheurmodel

Wanneer de interface-elementen onder drukspanning staan, mag er geen grote vervorming optreden. Immers de blokken kunnen niet bij elkaar naar binnen dringen. Hierdoor moet de normaalstijfheid van de voegen zeer hoog zijn ten opzichte van de stijfheid van de blok-

ken. Er is gekozen voor normaalstijfheid $D_{nn} = 10^{15} \text{ N/mm}^3$.

Het analytische model is gebaseerd op een doorslagmechanisme. Om dit in DIANA te kunnen realiseren moet een hoge waarde voor de afschuifstijfheid van de voeg worden aangenomen. Er wordt gekozen voor een afschuifstijfheid $D_{tt} = 10^{15} \text{ N/mm}^3$.

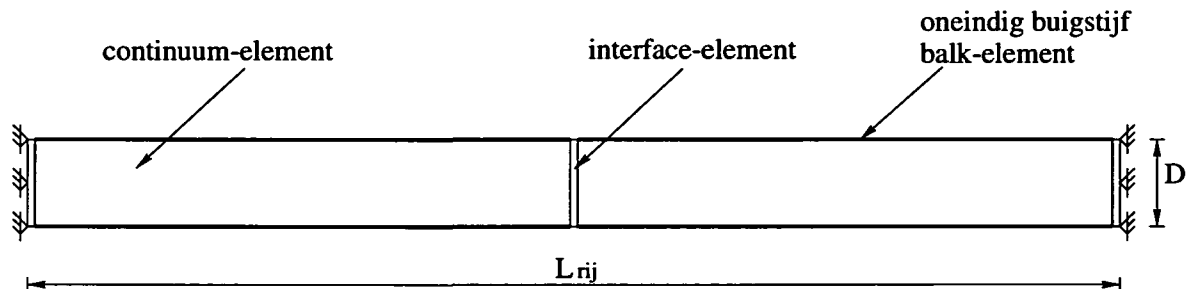
4.2.2 Modelleringen

Model 1a

Het programma DIANA kan eenvoudig het fysisch en geometrisch niet-lineair gedrag meenemen in de berekening. Een gevolg hiervan is dat er gerekend wordt met lokale spanningen en niet zoals gesteld is in uitgangspunt 1 van paragraaf 4.1.1, een uniforme spanningsverdeling. Om de invloed van dit uitgangspunt (geen correcties drukconcentraties) te bepalen, is een zodanig model opgesteld dat de andere uitgangspunten wel gelden. Dit houdt in dat:

- Het model uit twee delen en drie voegen bestaat (uitgangspunt 2).
- Er zeer buigstijve delen worden gebruikt (uitgangspunt 3). Hiertoe worden in het model de boven- en onderrand voorzien van oneindig buigstijve elementen met een zeer klein oppervlak.

Model 1a is in figuur 4.8 weergegeven.



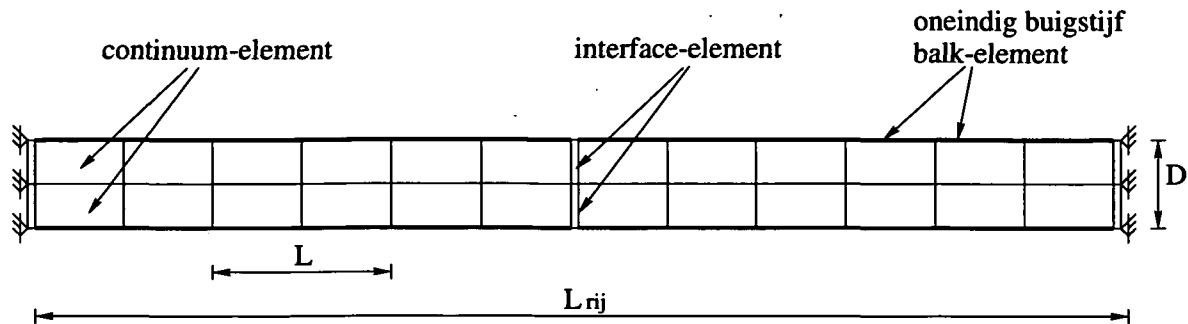
Figuur 4.8: Model 1a

Model 1b

Bij het vorige model werden de twee delen gevormd door ieder één continuum-element. Een meer verfijnde mesh zal een gedetailleerder spanningsveld geven. De verfijning van de mesh wordt verkregen door gebruik te maken van de afmetingen van de Haringmanblokken. Een extra verfijning wordt bewerkstelligd door deze blok-elementen over zowel de hoogte als de breedte in twee elementen te verdelen. Deze schijnbaar arbitraire keuze van de mesh-grootte is om pragmatische redenen gemaakt. Later in dit hoofdstuk zal gekeken worden of met deze mesh-grootte de waarde nauwkeurig genoeg is. Model 1b is in figuur 4.9 weergegeven.

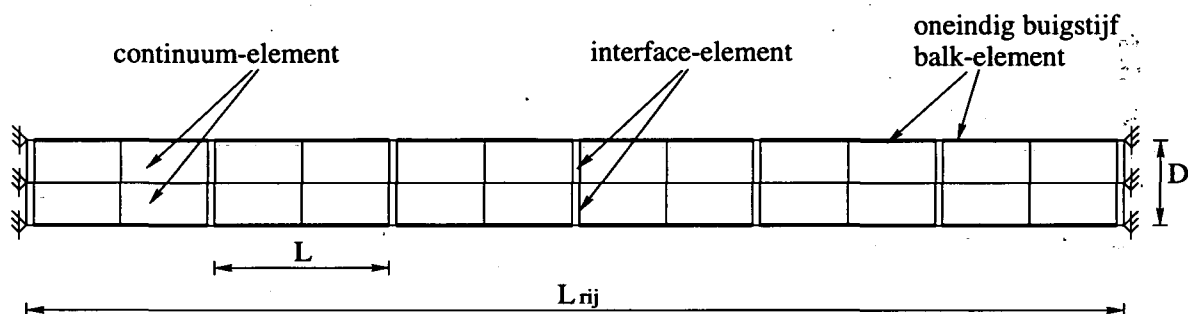
Model 2

Om nader te onderzoeken wat de invloed van uitgangspunt 2 (in midden uitknikken) is, wordt een tweede model opgesteld. Het model wordt net zoals voorgaande opgebouwd,



Figuur 4.9: Model 1b

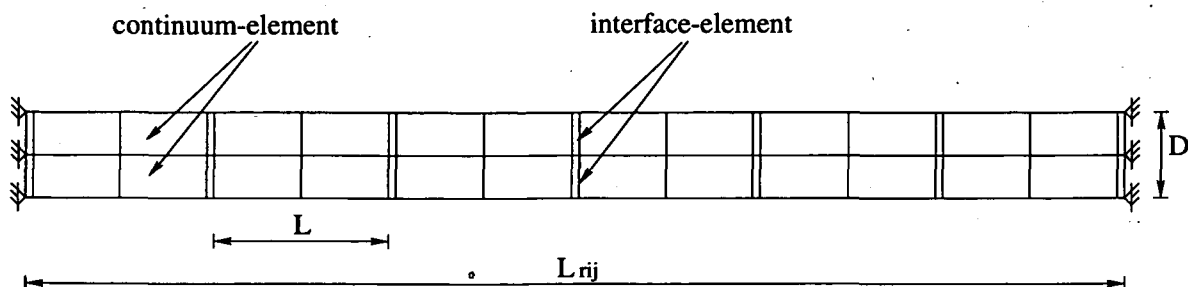
echter met dien verstande dat er tussen elk Haringsmanblok een voeg wordt gesitueerd. Dit is in figuur 4.10 te zien.



Figuur 4.10: Model 2

Model 3

Als laatste wordt het analytische model vergeleken met een nog verfijnder DIANA-model. Er wordt nu tevens rekening gehouden met de buigvervormingen van de blokken zelf, wat niet in overeenstemming is met het in paragraaf 4.1.1 genoemde uitgangspunt 3 van Rigter. Figuur 4.11 is een weergave van dit laatste model, overeenkomt met model 2 waarbij de oneindig stijve balk-elementen zijn verwijderd.



Figuur 4.11: Model 3

4.2.3 Resultaten en analyse

Bij de analytische afleiding is er uitgegaan van een lijnbelasting q met eenheid N/m. In de praktijk wordt de belasting echter uitgedrukt in een oppervlakte druk p met de eenheid N/m². De lijnbelasting q kan eenvoudig omgeschreven worden naar de drukbelasting p door deze te delen door de blokbreedte B . Wanneer de omzetting wordt toegepast op formule (4.9) volgt voor de analytische maximale belasting:

$$p_{max} = p_{inklem} + p_{eg}$$

$$= \frac{32}{9} \sqrt{3} E \cdot \left(\frac{D}{L_{rij}} \right)^4 + \rho g D \quad (4.19)$$

Voor de belastingsfactor f geldt:

$$f = \frac{p_{max}}{p_{eg}} \quad (4.20)$$

Voor een variërende lengte L_{rij} zullen de maatgevende krachten en uitwijkingen worden bepaald. De resultaten worden vergeleken met die van het analytische model. Om deze vergelijkingen eenvoudig te kunnen maken, zijn in de volgende de tabel tussen haakjes de verschillen ten opzichte van de analytische resultaten opgenomen.

L_{rij} [m]	Model	p_{inklem} [kN/m ²]	p_{max} [kN/m ²]	N_{pmax} 10 ⁶ [N]	δ_{pmax} [mm]	N_{max} 10 ⁶ [N]	δ_{Nmax} [mm]	f
3	Analytisch	8910	8915	34.7	106	52.1	250	1581
	1a	6444 (28%)	6450	25.2	105	37.9	250	1144
	1b	4984 (44%)	4990	19.3	105	29.1	253	796
	2	4640 (48%)	4646	17.8	102	27.2	252	824
	3	3398 (62%)	3404	13.7	106	20.0	250	604
6	Analytisch	556	562	8.68	106	13.0	250	100
	1a	502 (10%)	508	7.71	103	11.8	250	90
	1b	400 (28%)	406	6.14	103	9.37	251	72
	2	320 (42%)	326	4.89	103	7.47	251	58
	3	226 (59%)	232	3.72	106	5.42	250	41
12	Analytisch	34.8	40.4	2.17	106	3.26	250	7.16
	1a	33.8 (3%)	39.5	2.07	103	3.17	250	7.00
	1b	29.1 (16%)	34.8	1.79	104	2.72	250	6.17
	2	20.5 (41%)	26.1	1.24	103	1.91	250	4.63
	3	14.4 (59%)	20.0	0.95	106	1.37	250	3.55
24	Analytisch	2.18	7.82	0.54	106	0.81	250	1.39
	1a	2.16 (1%)	7.80	0.53	103	0.81	250	1.38
	1b	1.98 (10%)	7.62	0.48	103	0.74	250	1.35
	2	1.28 (41%)	6.92	0.31	103	0.48	250	1.23
	3	0.90 (59%)	6.54	0.23	103	0.33	250	1.16

Het eerste wat opvalt in de tabel is dat alle door DIANA berekende uitwijkingen δ nagenoeg overeenkomen met de analytisch bepaalde waarden. Verder blijkt dat alle door DIANA berekende krachten kleiner zijn dan de analytische.

Model 1a

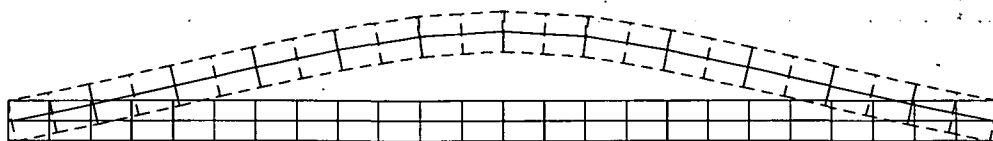
Model 1a is zodanig opgesteld om de invloed van uitgangspunt 1 (lijnsparing) te kunnen bepalen. DIANA rekt namenlijk niet met een lijnsparingstoestand maar houdt rekening met drukconcentraties. De discrepantie tussen analytische en berekende uitkomsten in de tabel is dus geheel te wijten aan dit uitgangspunt. Bij een grote lengte van de rij blokken blijkt dat dit uitgangspunt toepasbaar is. Daarentegen bij een kleine lengte worden grote verschillen gevonden. De door DIANA berekende waarden van de krachten vallen aanzienlijk lager uit dan de analytische. De reden hiervan is dat er ten gevolge van drukconcentraties plaatselijk grote deformaties optreden. Dit levert een 'extra' bijdrage aan de totale vervorming zodat lagere krachten worden gevonden.

Model 1b

Omdat dit model gebruik maakt van een fijnere mesh, worden de drukconcentraties nog beter in rekening gebracht. Dit resulteert logischerwijs in grotere verschillen ten opzichte van het analytische model dan model 1a.

Model 2

De uitbreiding ten opzichte van het vorige model is dat er hier voegen zijn aangebracht. Het is nu mogelijk een andere uitbuigingsvorm dan gesteld in uitgangspunt 2 te krijgen. Wanneer de resultaten van model 2 met 1b worden vergeleken, blijkt dat bij een grote lengte de invloed van uitgangspunt 2 duidelijk aanwezig is. Om meer inzicht hierin te verkrijgen is in figuur 4.12 de vervorming weergegeven. De rij blokken wil in principe de vorm aannemen van een parabool. Dit is niet meer in overeenstemming met het uitgangspunt. Deze parabolische uitbuigingsvorm is efficiënter zodat er kleinere krachten worden gevonden.



Figuur 4.12: Parabolische uitbuigingsvorm model 2

Model 3

Bij dit model wordt rekening gehouden met de buigvervorming van de blokken, dit in tegenstelling tot uitgangspunt 3. Bij alle lengten is de invloed van de buigvervorming duidelijk zichtbaar. Doordat de blokken nu ook zelf vervormen en bijdragen aan een parabolisch verloop, worden er nog kleinere krachten gevonden.

4.2.4 Meshverfijning

Eerder in dit hoofdstuk is er van een mesh-grootte 2 uitgegaan. Om de nauwkeurigheid hiervan verder te onderzoeken zal bij het meest realistische model 3 een meshverfijning

worden toegepast.

L_{rij} [m]	Model	p_{inklem} [kN/m ²]	p_{max} [kN/m ²]	N_{pmax} 10 ⁶ [N]	δ_{pmax} [mm]	f
3	analytisch	8910	8915	34.7	106	1581
	mesh 1	3880 (56%)	3886	15.1	103	689
	mesh 2	3398 (62%)	3404	13.7	106	604
	mesh 4	2876 (68%)	2882	10.8	82.6	511
	mesh 8	2788 (69%)	2794	12.0	92.6	495
6	analytisch	556	562	8.68	106	100
	mesh 1	244 (56%)	250	3.70	101	44
	mesh 2	226 (59%)	232	3.72	106	41
	mesh 4	206 (63%)	212	3.42	99.7	38
	mesh 8	196 (65%)	202	3.32	96.4	36
12	analytisch	34.8	40.4	2.17	106	7.16
	mesh 1	15.3 (56%)	20.9	0.92	100	3.71
	mesh 2	14.4 (59%)	20.0	0.95	106	3.55
	mesh 4	13.3 (62%)	18.9	0.87	96.4	3.35
	mesh 8	12.9 (63%)	18.5	0.85	97.2	3.28
24	analytisch	2.18	7.82	0.54	106	1.39
	mesh 1	0.96 (56%)	6.60	0.23	101	1.17
	mesh 2	0.90 (59%)	6.54	0.23	103	1.16
	mesh 4	0.84 (61%)	6.48	0.22	94.4	1.15
	mesh 8	0.82 (62%)	6.46	0.21	94.3	1.15

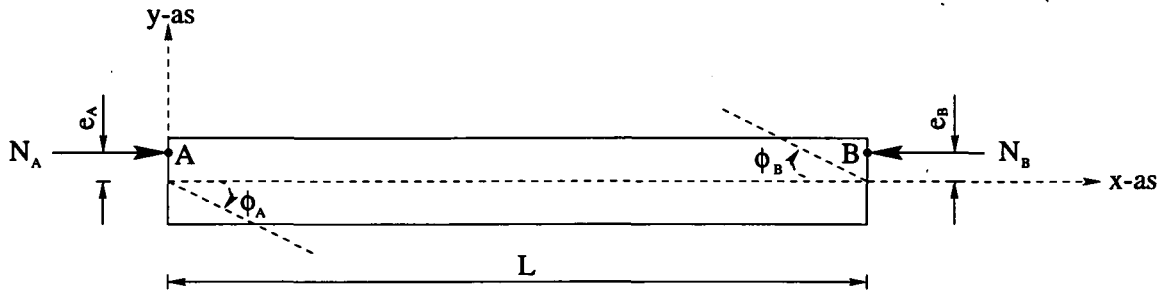
Uit de tabel blijkt dat bij een mesh-verfijning de uitkomsten van boven af naar een bepaalde waarde convergeren. Gesteld mag worden dat bij de aangenomen mesh-grootte 2 en bij kleine lengten de uitkomsten nog niet voldoende geconvergeerd zijn. Om voldoende nauwkeurigheid te bereiken, is bij kleine lengten een mesh-grootte van 8 gewenst. Bij de evaluatie wordt dan ook uitgegaan van de resultaten bij mesh 8 uit de bovenstaande tabel.

4.3 Modificatie model van Rigter

Uit de voorgaande resultaten blijken er grote verschillen tussen de analytische waarden en de uitkomsten van DIANA te bestaan. Om het analytische model te verbeteren kan er gebruik gemaakt worden van de effectieve stijfheid. Er wordt dan rekening gehouden met het feit dat de stijfheid van de drukdiagonaal afneemt gedurende het belastingsproces. De oorzaak hiervan is verschuiving van de normaalkracht richting de uiterste vezels. De volgende afleiding is gebaseerd op de theorie van een op moment en normaalkracht belaste balk. In figuur 4.13 is deze situatie weergegeven, waarbij de getekende grootheden positief zijn aangenomen.

Met behulp van ‘vergeet-mij-nietjes’ kunnen voor de hoekverdraaiingen ten opzichte van de balk-as de volgende uitdrukkingen worden afgeleid:

$$\phi_A = \frac{M_A L}{3EI} - \frac{M_B L}{6EI} \quad (4.21)$$



Figuur 4.13: Op buiging en druk belaste balk

$$\phi_B = -\frac{M_A L}{6EI} + \frac{M_B L}{3EI} \quad (4.22)$$

Voor de momenten geldt:

$$\begin{aligned} M_A &= N \cdot e_A \\ M_B &= -N \cdot e_B \end{aligned} \quad (4.23)$$

Voor de verplaatsingen van de punten A en B in de balk-as ten gevolge van de hoekverdraaiingen geldt:

$$\begin{aligned} u_A &= \phi_A \cdot e_A \\ u_B &= \phi_B \cdot e_B \end{aligned} \quad (4.24)$$

De verlenging van de drukdiagonaal ten gevolge van de momenten bedraagt wanneer $L \geq D$:

$$\Delta L_M = u_B - u_A \quad (4.25)$$

Substitutie van formule (4.21) (4.22) (4.23) en (4.24) in (4.25) en uitwerking levert:

$$\Delta L_M = -\frac{NL}{EI} \cdot \left(\frac{e_A^2 + e_B^2 + e_A e_B}{3} \right) \quad (4.26)$$

De verlenging van de drukdiagonaal ten gevolge van de normaalkracht:

$$\Delta L_N = -\frac{NL}{EA} \quad (4.27)$$

Voor een rechthoekige doorsnede geldt:

$$I = \frac{1}{12} AD^2 \quad (4.28)$$

waarin D = balkhoogte

De totale verlenging van de drukdiagonaal bedraagt:

$$\Delta L = \Delta L_M + \Delta L_N \quad (4.29)$$

Substitutie (4.26) (4.27) en (4.28) in (4.29) en verdere uitwerking levert:

$$\Delta L = -\frac{NL}{EA} \cdot \left(1 + \frac{4}{D^2}(e_A^2 + e_B^2 + e_A e_B)\right) \quad (4.30)$$

De effectieve stijfheid van de drukdiagonaal bedraagt:

$$D_{eff} = a \cdot \frac{EA}{L} \quad (4.31)$$

waarin

$$a = \frac{1}{1 + \frac{4}{D^2}(e_A^2 + e_B^2 + e_A e_B)} \quad (4.32)$$

Voor het verplaatsen naar de uiterste vezels geldt:

$$e_A = \frac{1}{2}D, e_B = -\frac{1}{2}D$$

De factor a is dan gelijk aan $\frac{1}{2}$. De belasting p_{inklem} wordt dus 2 keer zo klein wanneer er rekening wordt gehouden met de effectieve stijfheid. Voor de maximale belasting p_{max} geldt nu de volgende formule:

$$p_{max} = \frac{16}{9}\sqrt{3}E \cdot \left(\frac{D}{L_{rij}}\right)^4 + \rho g D \quad (4.33)$$

De resultaten rekening houdend met de effectieve stijfheid worden vergeleken met de DIANA waarden van model 3 met een mesh 8 en zijn in de onderstaande tabel weergegeven.

L_{rij} [m]	Model	p_{inklem} [kN/m ²]	p_{max} [kN/m ²]	N_{pmax} 10 ⁶ [N]	δ_{pmax} [mm]	f
3	aanpassing analytisch model 3 mesh 8	4455	4461	34.7	106	791
		2788 (37%)	2794	12.0	92.6	495
6	aanpassing analytisch model 3 mesh 8	278	284	8.68	106	50
		196 (29%)	202	3.32	96.4	36
12	aanpassing analytisch model 3 mesh 8	17.4	23.0	2.17	106	4.08
		12.9 (26%)	18.5	0.85	97.2	3.28
24	aanpassing analytisch model 3 mesh 8	1.09	6.73	0.54	106	1.19
		0.82 (25%)	6.46	0.21	94.3	1.15

4.4 Evaluatie

De drie grote aannames van het analytische model van Rigter zijn in dit hoofdstuk onder de loep genomen. Ten eerste werd er door gebruik te maken van DIANA rekening gehouden met drukconcentraties en de gevolgen daarvan. Uit het onderzoek blijkt dat er vooral bij kleine lengten een groot verschil met de analytische waarde optreedt.

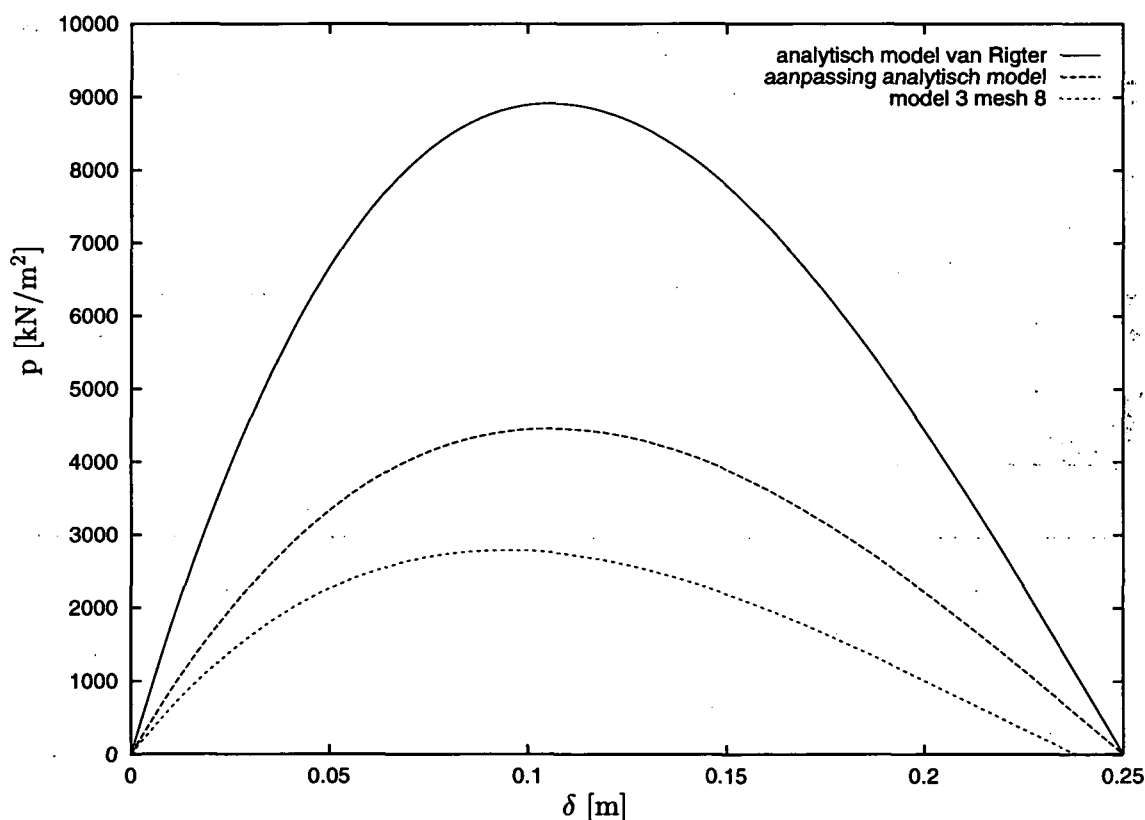
Een tweede onderzoek heeft aangetoond dat de rij blokken niet in twee maar in meer delen zou willen uitknikken. De vorm wordt namelijk door de momentenlijn bepaald. De verschillen met het analytische model zijn aanzienlijk bij een grote lengte.

Uit de derde modelstudie blijkt dat de blokken die nu wel onderhevig zijn aan buigvervorming een vloeiende lijn vormen identiek aan de vorm van de momentenlijn.

Bij het derde model wordt een mesh-verfijning toegepast. Het resultaat van deze nauwkeuriger berekeningen is een nog grotere discrepantie.

Met het elimineren van de drie aannames is aangetoond dat er voor de gekozen dimensies een verschil van ongeveer 60% met het analytisch model is. Om te zorgen dat het analytische model beter overeenkomt met de berekende resultaten, wordt uitgegaan van de effectieve stijfheid volgens formule (4.31). Als dit gegeven verwerkt wordt, blijkt dat het verschil terugloopt tot circa 30%.

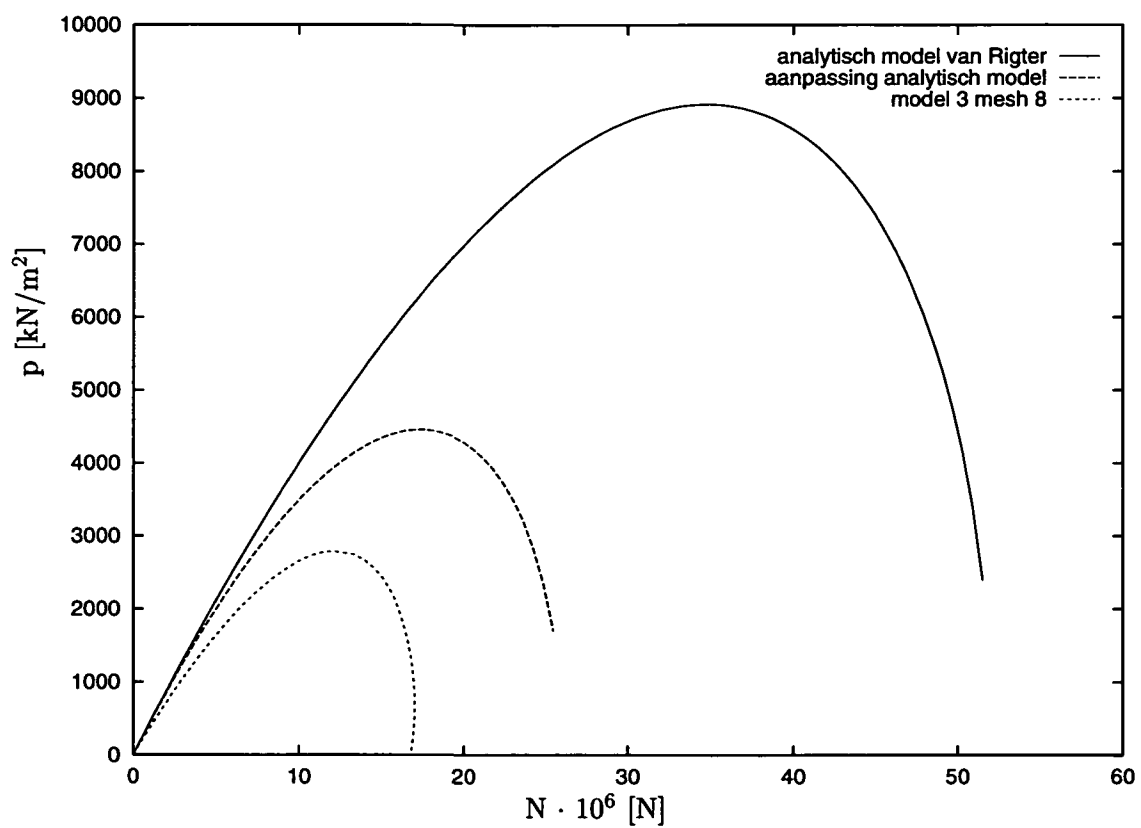
Ter verduidelijking is in figuur 4.14 het last-verplaatsingsdiagram opgenomen. De uitwijking bij de maximale belasting blijkt bij DIANA nagenoeg dezelfde waarde op te leveren als bij de analytische modellen. Dit blijkt tevens uit de tabel uit paragraaf 4.2.3 met berekingsresultaten. Gesteld mag worden dat de uitwijking δ bij de maximale belasting $\approx 0.4 \cdot D$ en dus formule (4.8) correct is.



Figuur 4.14: p - δ -diagram voor $L_{rij} = 3$ m

In figuur 4.15 is het last-normaalkrachtendiagram weergegeven. Opmerkelijk is de congruentie van de grafieken.

Uit dit alles blijkt dat het model zoals omschreven in het eerder vermelde artikel van Rigter te beperkt is. Wel kan gesteld worden dat de lengte L_{rij} redelijk in het analytisch model is verwerkt. Wat de invloed van de andere grootheden is, moet nader onderzocht worden door middel van variatiestudies.



Figuur 4.15: p-N-diagram voor $L_{rij} = 3$ m

Hoofdstuk 5

Numerieke Modelling

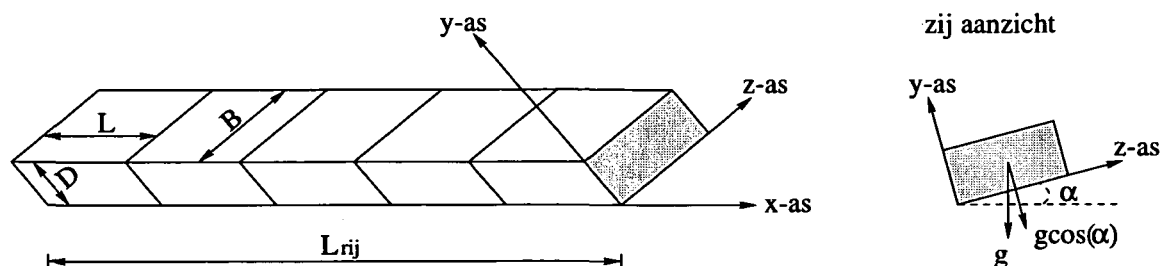
Voordat er met behulp van het eindige-elementenmethode pakket DIANA aan een steenzetting gerekend kan worden, moet er een numeriek model opgesteld worden. Ten eerste komen in dit hoofdstuk de algemene aspecten die hierbij een rol spelen aan de orde. Vervolgens wordt het model opgesteld om de in hoofdstuk 3 vermelde parameterstudies te kunnen uitvoeren.

5.1 Algemeen

In deze paragraaf worden enkele algemene aspecten toegelicht die bij de numerieke modelleringen gebruikt zullen worden. Het betreft de opbouw van een steenzetting en de daarop werkende golfbelasting.

5.1.1 Steenzetting

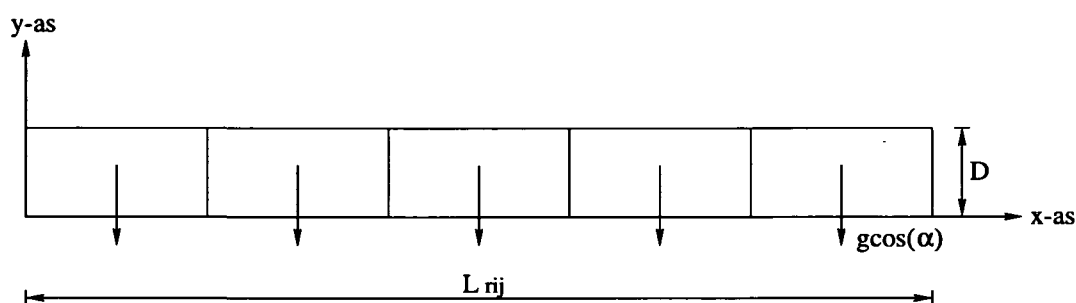
Zoals de ondertitel van het verslag aangeeft, wordt er gekeken in de langsrichting van de dijk. Deze rij met bijbehorende dimensies is in figuur 5.1 weergegeven. De betonnen Haringmanblokken hebben een afmeting van $L \times B \times D$ en staan onder een zekere hoek ten gevolge van de helling α van het talud. Voor deze hellingshoek α wordt 14.04 graden (1:4)



Figuur 5.1: Rij blokken

aangenomen. Het assenstelsel is zodanig gepositioneerd dat van de normale dimensies van

de blokken uitgegaan kan worden. Een gevolg hiervan is dat voor het eigen gewicht van de blokken $g \cdot \cos(\alpha)$ in rekening moet worden gebracht. Het numerieke onderzoek van steenzettingen met betrekking tot dit project is een 2-dimensionale studie in de langsrichting. De interactie met de boven- en onderliggende rijen wordt niet meegenomen in de berekening. Dit resulteert in de algemene modellering van de steenzetting zoals die in figuur 5.2 is weergegeven. In deze figuur zijn de positieve richtingen van het aangenomen assenstelsel weergegeven.



Figuur 5.2: Algemene 2-dimensionale modellering rij blokken

De eigenschappen van de onderlagen zijn van invloed op het gedrag van de steenzetting en zullen dus in de modellering meegenomen moeten worden. Zoals besproken in paragraaf 2.2 is de dijkconstructie opgebouwd uit twee onderlagen; een filterlaag van grind met een dikte van 0.5 meter en een basis van zand. De materiaaleigenschappen van dit grindfilter en het daaronderliggende zandbed zijn in de onderstaande tabel weergegeven.

gegevens	c [N/m ²]	ϕ [graden]	E [N/m ²]	ν [-]
grind	0	35	$20 \cdot 10^6$	0.33
zand	0	35	$5 \cdot 10^6$	0.33

5.1.2 Golfbelasting

Zoals in hoofdstuk 2 is behandeld, heeft een golfaanval een opwaartse druk aan de onderzijde van de blokken tot gevolg. Wanneer een golf front niet parallel aan de langsrichting van de dijk aankomt, wordt een deel van de rij blokken belast met een opwaartse druk. De vorm van deze opwaartse druk wordt hier benaderd door een sinus-vorm. Alleen het positieve gedeelte van de sinus-vorm wordt in rekening gebracht, omdat deze oorzaak is van het uitlichten van de stenen. De neerwaartse belasting die zorgt voor een extra sterkte wordt dan dus niet in rekening gebracht. De berekeningen zijn hierdoor aan de 'veilige' kant.

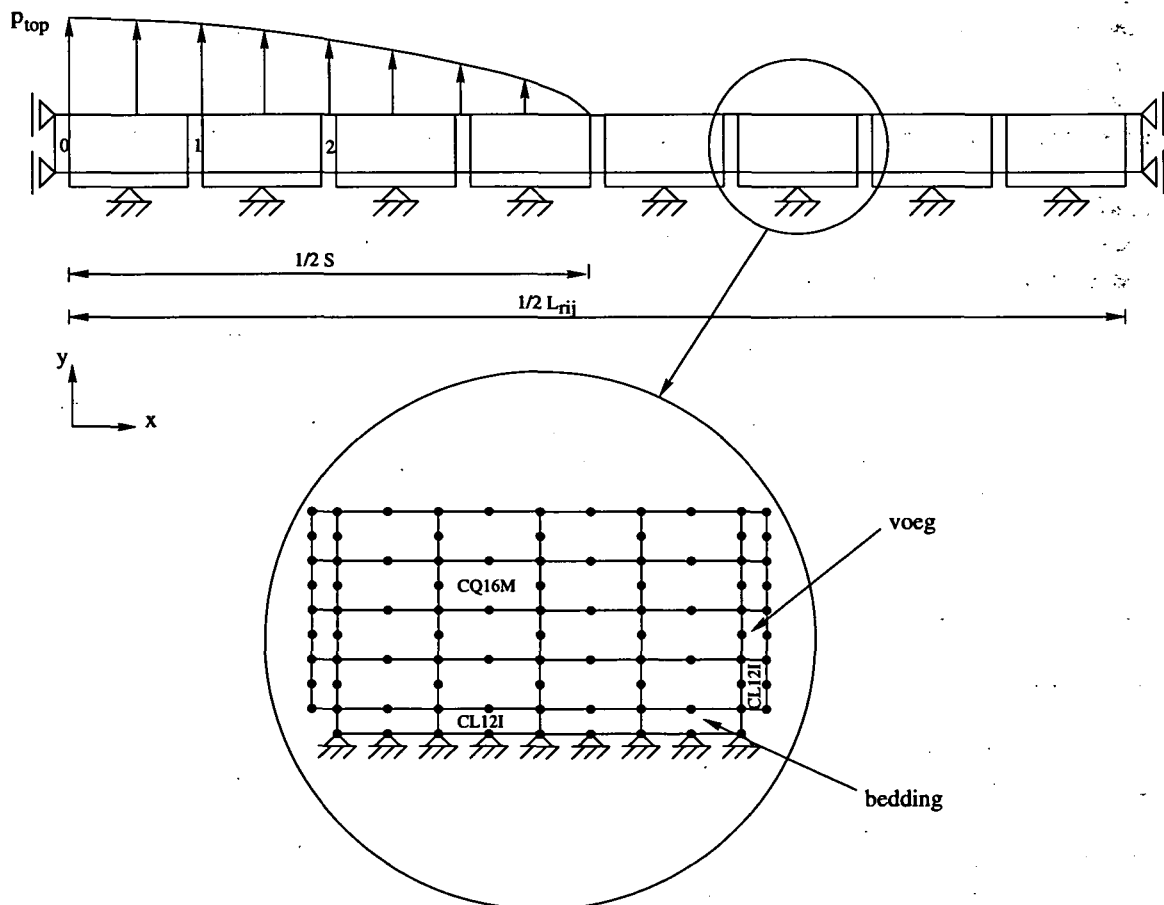
Het positieve gedeelte van de sinus-vormige belasting heeft een breedte van S en werkt op het midden van de rij blokken zodat de constructie symmetrisch wordt belast.

5.2 Model opbouw

Nu de algemene modellering van de steenzetting beschreven is, kan er op de specifieke elementen worden ingegaan. In deze paragraaf worden de blok, bedding en voeg elementen beschreven. De belangrijkste elementen bij de model opbouw zijn de voeg-interface elementen. Het gedrag onder druk en de stijfheid in de normaalrichting van deze voegen is namelijk van grote invloed op het gedrag van de steenzetting.

5.2.1 Algemeen

Vanwege de eerder besproken symmetrie wordt een halve rij blokken beschouwd waarbij in het oorspronkelijke midden een roloplegging wordt geplaatst. Het oorspronkelijk aangenomen assenstelsel wordt eveneens naar dit midden verplaatst zoals in figuur 5.4 is getekend. De voegen worden vanaf dit punt oplopend genummerd.



Figuur 5.3: Model

5.2.2 Haringmanblokken

De Haringmanblokken worden gemodelleerd met behulp van kwadratische 8-knoops vlakke spannings-elementen oftewel de CQ16M elementen. Het model is in figuur 5.3 weergegeven. Uit een voorgaande paragraaf 'Meshverfijning' is reeds naar voren gekomen dat bij een onderverdeling van de Haringmanblokken in 4 elementen over zowel de hoogte als breedte, de oplossing goed is geconvergeerd bij L_{rij} groter dan 12 meter. Een reden genoeg om hier dezelfde meshgrootte 4 aan te nemen. De dimensies van Haringmanblokken zijn als volgt: $L \times B \times D = 0.5 \times 0.5 \times 0.25$ m, een soortelijke massa $\rho = 2300$ kg/m³ en een elasticiteitsmodulus $E_{blok} = 30 \cdot 10^9$ N/m².

5.2.3 Bedding

De onderlagen van de dijkconstructie worden gemodelleerd met CL12I-elementen. Ter plaatste van het contact tussen de blokken en de bedding treedt een combinatie van schuif- en normaaldrukspanning op. Dit is de aanleiding tot het toepassen van het Coulombse wrijvingscriterium voor deze bedding-interface elementen.

Er wordt gerekend met een niet-geassocieerd vloeigedrag. Hierbij is de dilatatiehoek ψ ongelijk aan de inwendige wrijving ϕ . Het nadeel van dit gedrag is dat er een niet-symmetrische stijfheidsmatrix wordt verkregen wat leidt tot een lange rekentijd.

Voor het contact tussen het beton en grindfilter wordt een wrijvingscoëfficiënt van $\mu = 0.35$ ($\phi = 19.3^\circ$) aangenomen. De normaalstijfheid D_{nn} en de afschuifstijfheid D_{tt} van deze bedding-interface elementen worden bepaald uit het seriesysteem van het grindfilter en het zandbed. Hierbij wordt aangenomen dat een 1 meter dikke zandlaag elastisch meewerkt. De dikte van het grindfilter is zoals eerder vermeld 0.5 meter. De normaalstijfheid kan nu bepaald worden met behulp van de volgende formule:

$$\frac{1}{D_{nn}} = \frac{d_{grind}}{E_{grind}} + \frac{d_{zand}}{E_{zand}} \quad (5.1)$$

Waarin d = dikte van de desbetreffende laag is. Na substitutie van de gegevens levert dit: $D_{nn} = 4.45 \cdot 10^6$ N/m³. Om de afschuifstijfheid te bepalen, dient in de bovenstaande formule de stijfheidsmodulus E vervangen te worden door de glijdingsmodulus G . Met de formule $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ en substitutie van de grondgegevens levert dit voor de afschuifstijfheid $D_{tt} = 1.67 \cdot 10^6$ N/m³. Omdat de uiteinden zijn voorzien van rolopleggingen zal de rij blokken ten gevolge van de eigen gewichtsbelasting de bedding overal gelijkmatig indrukken en als een rechte rij naar onderen bewegen. De roloplegging brengt de beperking met zich mee dat de totale opwaartse golfbelasting kleiner moet zijn dan het eigen gewicht.

5.2.4 Voegen

De voegen worden eveneens gemodelleerd met behulp van kwadratische 6-knoops interface elementen, CL12I-elementen. Deze elementen voldoen aan het discrete scheurmodel met een zeer lage treksterkte. Zoals reeds eerder in paragraaf 4.2.1 besproken, gaan deze discrete scheurelementen direct gapen wanneer er sprake is van trekspanning. Bij het ontstaan van een scheur kan de scheurwijdte onbeperkt toenemen waarbij de treksterkte gelijk aan nul blijft.

De voeg-interface elementen gedragen zich niet-lineair elastisch onder druk. Wordt een voeg namenlijk op druk belast, wordt deze in de werkelijkheid langzaam dichtgedrukt waarbij de stijfheid steeds meer toeneemt. Wanneer de hele voeg is dichtgedrukt, moet deze oneindig stijf zijn zodat de blokken niet door elkaar gedrukt kunnen worden. Er wordt gekozen dit gedrag te beschrijven met een logaritmische spannings-verplaatsingsrelatie.

$$t_n = E_{voeg} \cdot \ln\left(\frac{u_n}{s} + 1\right) \quad \text{voor } -s \leq u_n \leq 0 \quad (5.2)$$

waarin:

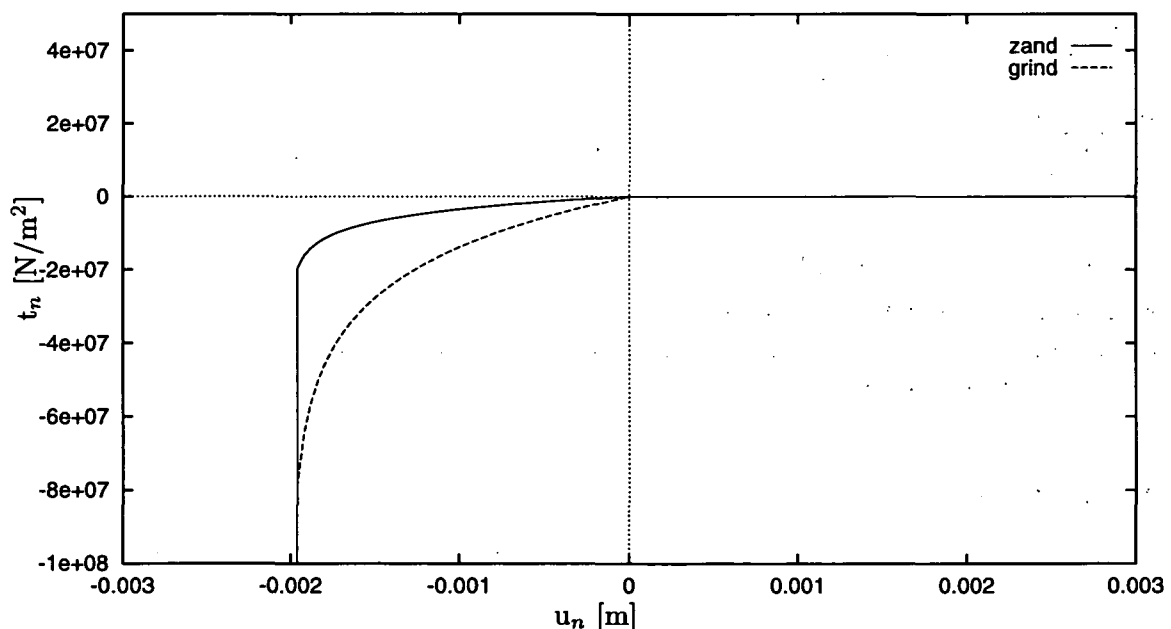
E_{voeg} = E-modulus voegvulling
 t_n = normaaldrukspanning
 u_n = spleetbreedte verandering
 s = spleetbreedte

De normaalstijfheid $D_{nn}(u_n, E)$ bij druk is dus gelijk aan de afgeleide van t_n naar u_n oftewel:

$$D_{nn} = \frac{dt_n}{du_n} = E_{voeg} \cdot \left(\frac{1}{u_n + s}\right) \quad \text{voor } -s \leq u_n \leq 0 \quad (5.3)$$

Om het voorgaande te visualiseren is figuur 5.5 opgenomen. Hierin is voor zowel een zand- als grindvoeg het gedrag weergegeven.

Door de voegen een zeer grote afschuifstijfheid $D_{tt} = 3 \cdot 10^{12} \text{ N/m}^3$ te geven kan de rij blokken niet afschuiven. Er dient echter wel gecontroleerd te worden of het Coulombse wrijvingscriterium niet wordt overschreden.



Figuur 5.4: Spannings-verplaatsingsdiagram

5.3 Berekeningsproces

Nu de opbouw van het model voltooid is, kan het berekeningsproces gestart worden. Het proces van aanbrengen van de belastingen alsmede van het bepalen van de maximale waarden in DIANA worden in deze paragraaf onder de loep genomen. Verder worden de parameters die van invloed zijn op de maximale belasting nader toegelicht.

5.3.1 Belasting

In de eerste fase van het belastingsproces wordt het eigen gewicht op de constructie aangebracht. Een gevolg hiervan is dat de beddings-interface elementen worden ingedrukt. Hier blijkt nogmaals het belang van de rolpleggingen; de steenzetting kan in zijn geheel zakken. Vervolgens wordt de aangenomen sinus-vormige golfbelasting aangebracht. Deze wordt stapsgewijs verhoogd totdat de constructie bezwijkt. Dit is het moment dat p_{max} bereikt wordt.

5.3.2 Parameters

Om te onderzoeken in hoeverre p_{max} afhankelijk is van de aangenomen modellering, kunnen de aannames gevarieerd worden; met andere woorden een parameterstudie. In hoofdstuk 3 zijn de verschillende invloedrijke parameters reeds beschreven. Om het effect van de afzonderlijke parameters te kunnen bepalen, moet per keer slechts één worden gevarieerd. De overigen hebben dan een standaard waarde. Als gekeken wordt naar een reële situatie, kan de volgende tabel worden opgesteld.

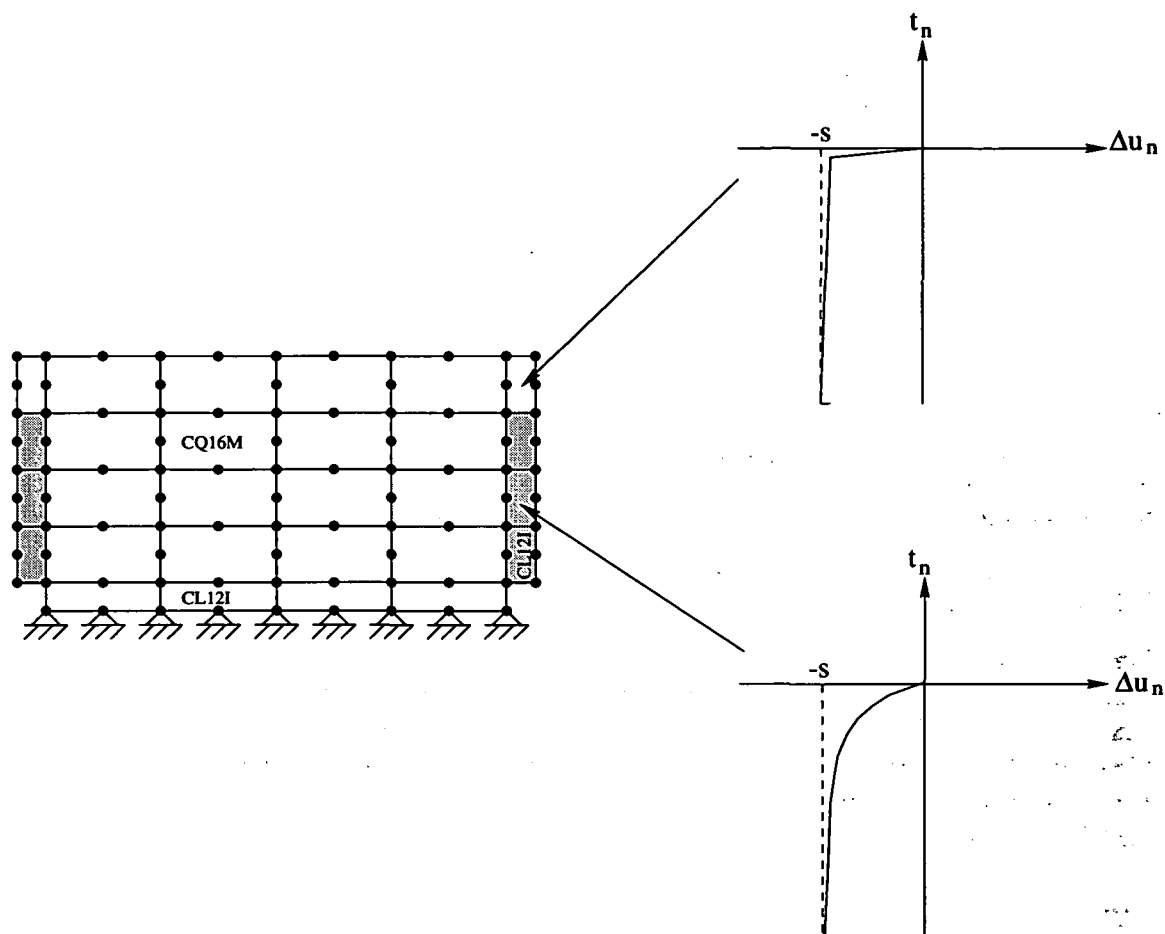
parameter	minimum	maximum	standaard
L_{rij}	12 m	48 m	36 m
S	6 m	24 m	18 m
E_{voeg}	$5 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$ (zand)	$50 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$	$5 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$ (zand)
s	0 mm	10 mm	2 mm

Voegen niet volledig gevuld

In de praktijk komt het vaak voor dat de voegen niet volledig over de hoogte van het blok gevuld zijn. Dit komt door de invloed van water en wind. Om te onderzoeken wat het effect hiervan is, wordt er gekeken naar een situatie waarbij $\frac{3}{4}$ van de voeg gevuld is. Het model is weergegeven in figuur 5.5. De onderste drie voeg-interface elementen beschrijven het niet-lineair elastisch gedrag onder druk. Het bovenste wordt zodanig gemodelleerd dat deze als zijnde 'leeg' reageert.

Plaatselijke imperfecties

In het voorgaande zijn alle voegen identiek gemodelleerd. In praktijk is dit uiteraard niet het geval. De situatie waarbij plaatselijk imperfecties optreden, zal ook moeten worden onderzocht. Hiertoe wordt er op verschillende plaatsen in de constructie één bredere voeg



Figuur 5.5: Voegen voor $\frac{3}{4}$ gevuld

aangebracht. Deze brede voeg is 10 mm de overige 2 mm. Het voegmateriaal is voor alle voegen identiek.

Hoofdstuk 6

Numerieke resultaten en analyse

Nu het numeriek model van de steenzetting opgesteld is, kan er een start gemaakt worden met de berekeningen. Om inzicht te verkrijgen in hoe het opgestelde model reageert als gevolg van het belastingsproces, worden de vervormingen, spanningen en het krachtenverloop beschouwd. Deze eerste berekening wordt uitgevoerd met de volgende standaard waarden van de parameters: $L_{rij} = 36$ m, $S = 18$ m, $s = 2$ mm en $E_{voeg} = 5 \cdot 10^6$ N/m². Aan het eind van dit hoofdstuk wordt gecontroleerd of de constructie tijdens het belastingsproces zou zijn bezwaken op afschuiving.

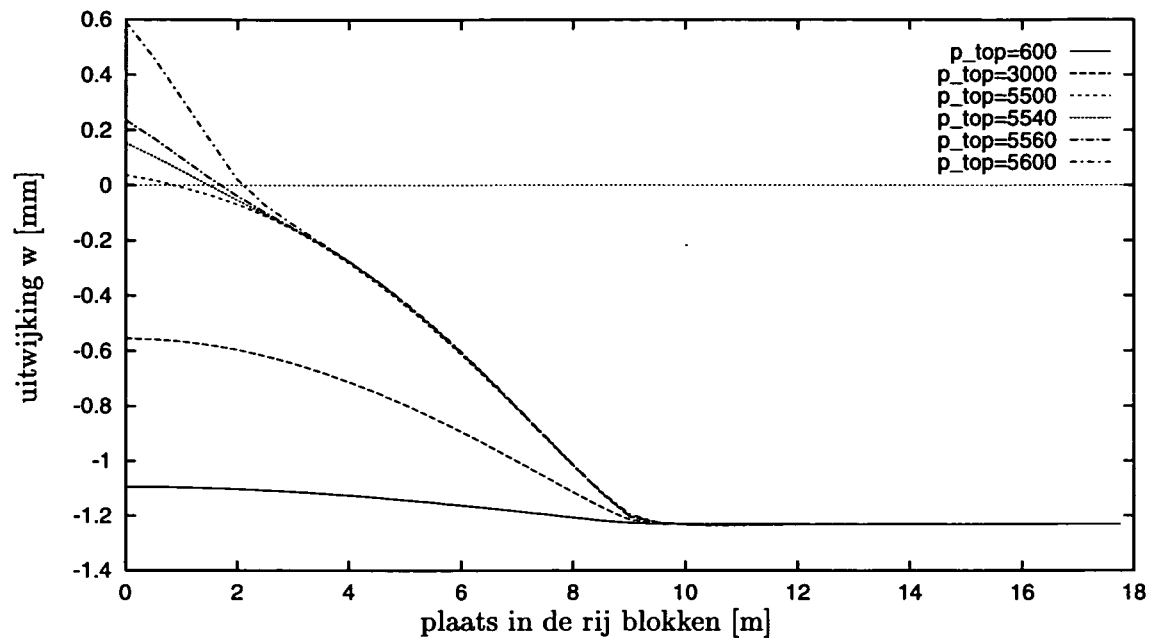
6.1 Vervormingen

Zoals in paragraaf 5.3.2 is beschreven, bestaat het belastingproces uit twee fasen. Allereerst wordt het eigen gewicht op de blokken aangebracht. Hierdoor zullen de blokken gelijkmatig in de bedding worden gedrukt. Deze gelijkmatige indrukking is mogelijk doordat er rolopleggingen zijn toegepast. De elastische indrukking van de bedding kan eenvoudig als volgt worden berekend.

$$w = \frac{\rho_{blok} g D \cos(\alpha)}{D_{nn, bedding}} \quad (6.1)$$

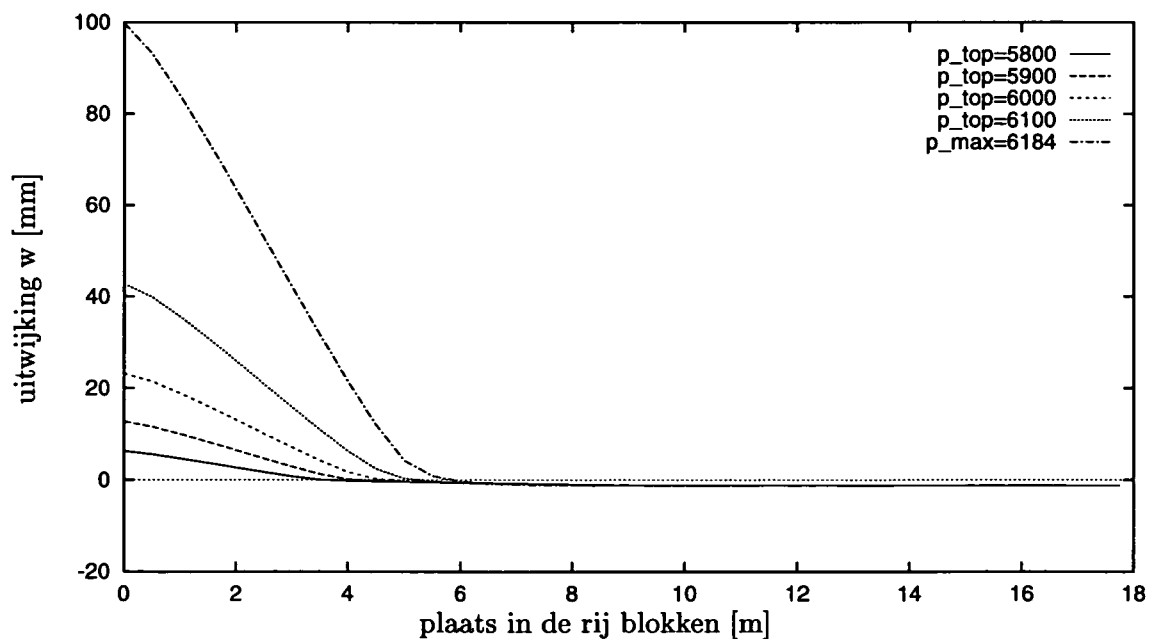
Na invullen van de gegevens volgt een indrukking van 1.23 mm ten gevolge van het eigen gewicht.

Vervolgens wordt de sinus-vormige golfbelasting p aangebracht. Deze wordt stapsgewijs verhoogd totdat de steenzetting bezwijkt en dus p_{max} is bereikt. In figuur 6.1 zijn de uitwijkingsdiagrammen weergegeven voor relatief lage p -waarden. Hierin is de onderkant van de rij blokken als uitwijkingslijn getekend. In deze figuur is duidelijk de indrukking van 1.23 mm ten gevolge van het eigen gewicht te zien. Verder blijkt dat de vervorming beperkt blijft tot het belaste deel ($\frac{1}{2}S = 9$ m). Dit geldt voor lage en hoge belastingen. Het cosinus-vormige uitwijkingspatroon blijft gehandhaafd totdat het eerste blok loskomt van de bedding ($w > 0$). In de belastingstappen vanaf $p_{top} = 5500$ N/m² buigen de blokken omhoog daar waar zij loskomen van de bedding.



Figuur 6.1: Uitwijkingsdiagrammen voor lage p_{top} -waarden

In figuur 6.2 is te zien dat bij verdere verhoging van de belasting steeds meer blokken loskomen van de bedding en dus de 'knik' langzamerhand steeds verder naar rechts verplaatst. Bij p_{max} is de maximale uitwijking gelijk aan 100 mm. Dit komt overeen met de analytische benadering uit paragraaf 4.1.3 waar de maximale uitwijking δ gelijk is aan $0.4 \cdot D = 100$ mm.



Figuur 6.2: Uitwijkingsdiagrammen voor hoge p_{top} -waarden

De uitwijklingslijn bij p_{max} toont een convex en een concaaf gedeelte. In deze gebieden zullen de voegen gaan gapen om deze vervormingstoestand mogelijk te maken. De niet echt duidelijk zichtbare knikken in de lijn in figuur 6.2 worden hierdoor veroorzaakt. In de verdere beschouwingen worden de spanningen en het krachtenverloop bekeken op het moment van bezwijken bij p_{max} .

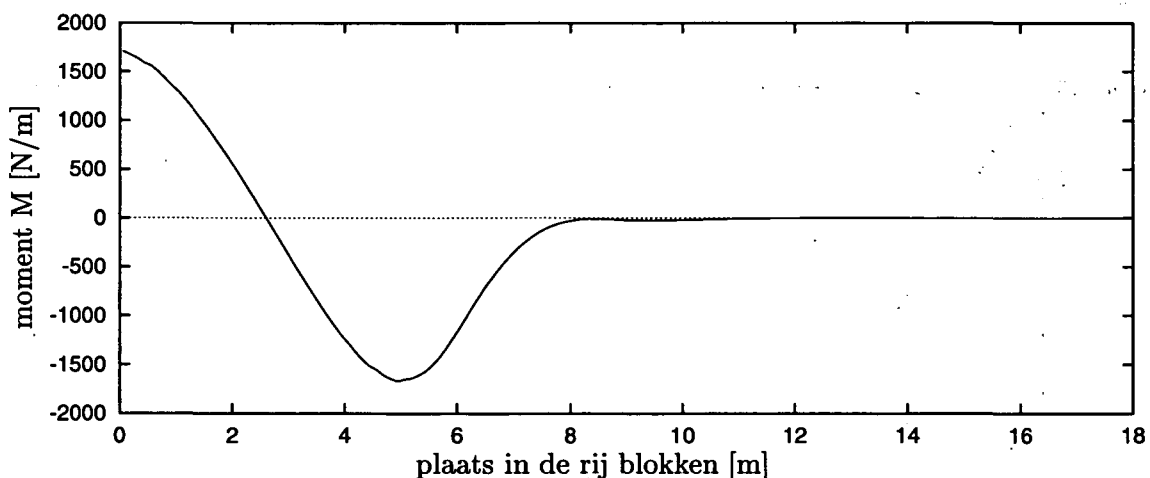
6.2 Krachtenverloop in steenzetting

Tevens gerelateerd aan de uitwijklingspatroon zijn het moment- en dwarskrachtverloop. Volgens de mechanica geldt namelijk:

$$M = -EI \frac{d^2 w}{dx^2} \quad (6.2)$$

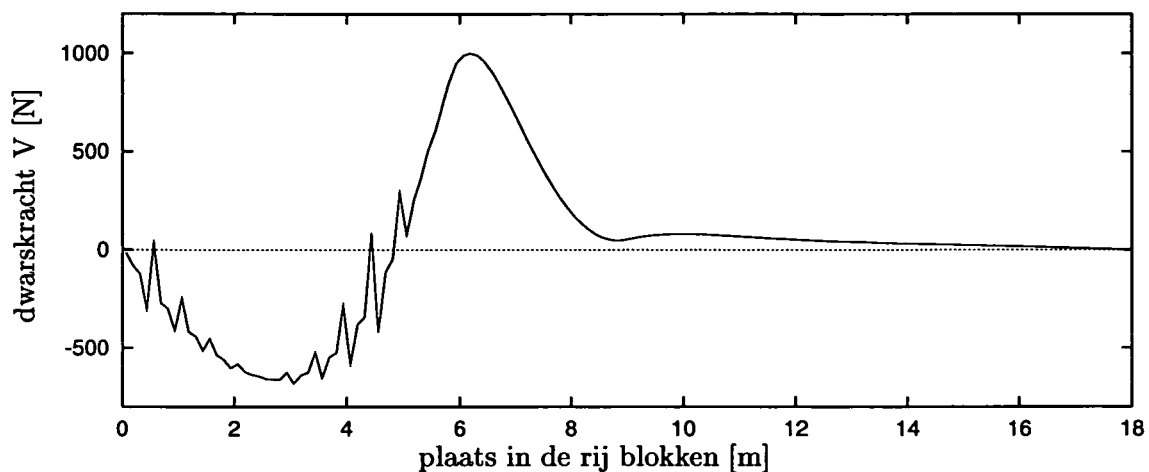
$$V = \frac{dM}{dx} = -EI \frac{d^3 w}{dx^3} \quad (6.3)$$

Wanneer de uitwijklingslijn convex is, gaat dit gepaard met een negatief moment. Als de lijn concaaf is, levert dit een positief moment. Zoals uit figuur 6.2 blijkt, verloopt de uitwijklingslijn in het begin van de rij blokken concaaf en levert dus een positief moment. Het eerder besproken convexe gebied levert dus een negatief moment. Het momentenverloop is in figuur 6.3 weergegeven.



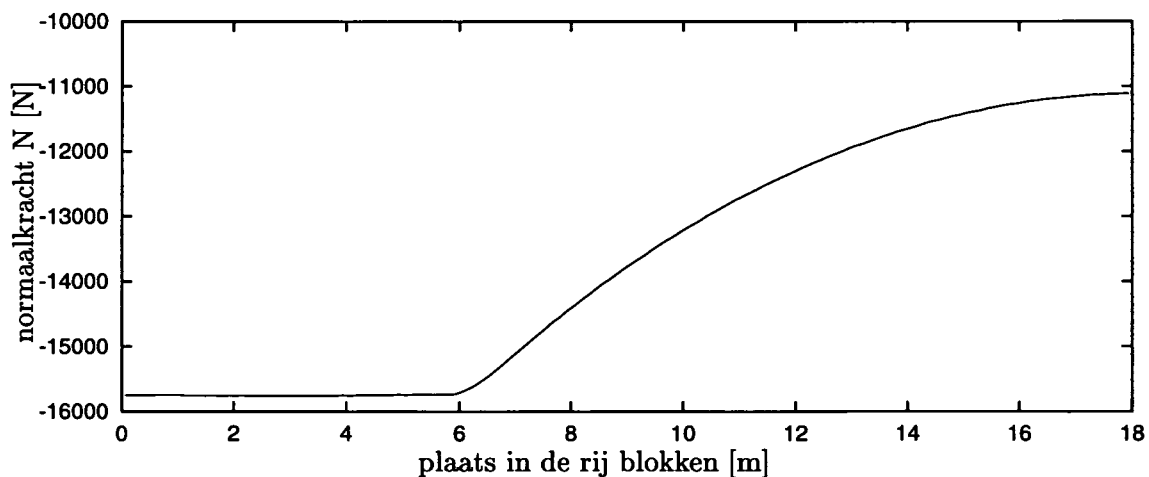
Figuur 6.3: Momentenverloop in steenzetting

Het dwarskrachtenverloop is de eerste afgeleide van aan het momentenverloop en is in figuur 6.4 gevisualiseerd. Opvallend is het grillige verloop. Ook in de momentenlijn zijn er enkele oneffenheden. Mogelijk is dit grillige verloop te verklaren door het gapen van de voegen.



Figuur 6.4: Dwarskrachtenverloop in steenzetting

De normaalkrachtenlijn is in figuur 6.5 te zien. In de blokken die los zijn van de bedding heerst een constante normaaldrukkracht. Daar waar de blokken weer contact hebben met de bedding, kan er normaalkracht worden afgedragen.



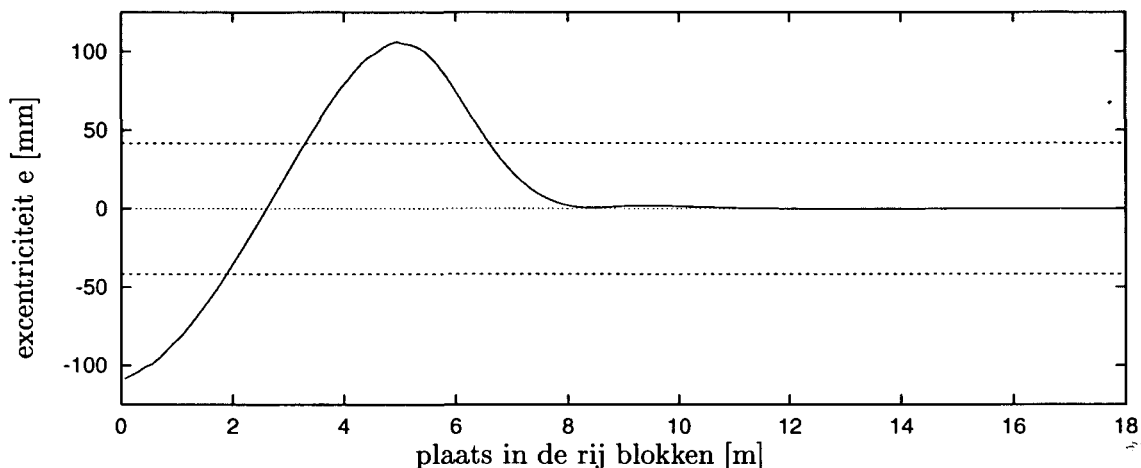
Figuur 6.5: Normaalkrachtenverloop in steenzetting

In figuur 6.6 is de excentriciteit van de resulterende normaalkracht (druklijn) in de blokken gevisualiseerd. Voor de excentriciteit e geldt:

$$e = \frac{M}{N} \quad (6.4)$$

Omdat er sprake is van een nagenoeg constante drukkracht in de blokken volgt uit deze formule dat de excentriciteit hetzelfde verloop heeft als de momentenlijn, echter gespiegeld. Het is vanzelfsprekend dat de excentriciteit maximaal de halve blokhoogte (125 mm) kan

bedragen. Tevens is in figuur 6.6 de kern van de doorsnede gestippeld weergegeven. De totale kernhoogte is gelijk aan $\frac{1}{3}$ van de blokhoogte en bedraagt 83.3 mm. Wanneer de resultante normaalkracht buiten de kern valt, treden er trekspanningen aan de tegenovergestelde zijde op. Dit is de plaats waar de voegen gaan gapen.



Figuur 6.6: Excentriciteitslijn

Verder geldt:

$$\frac{V}{N} = \frac{de}{dx} \quad (6.5)$$

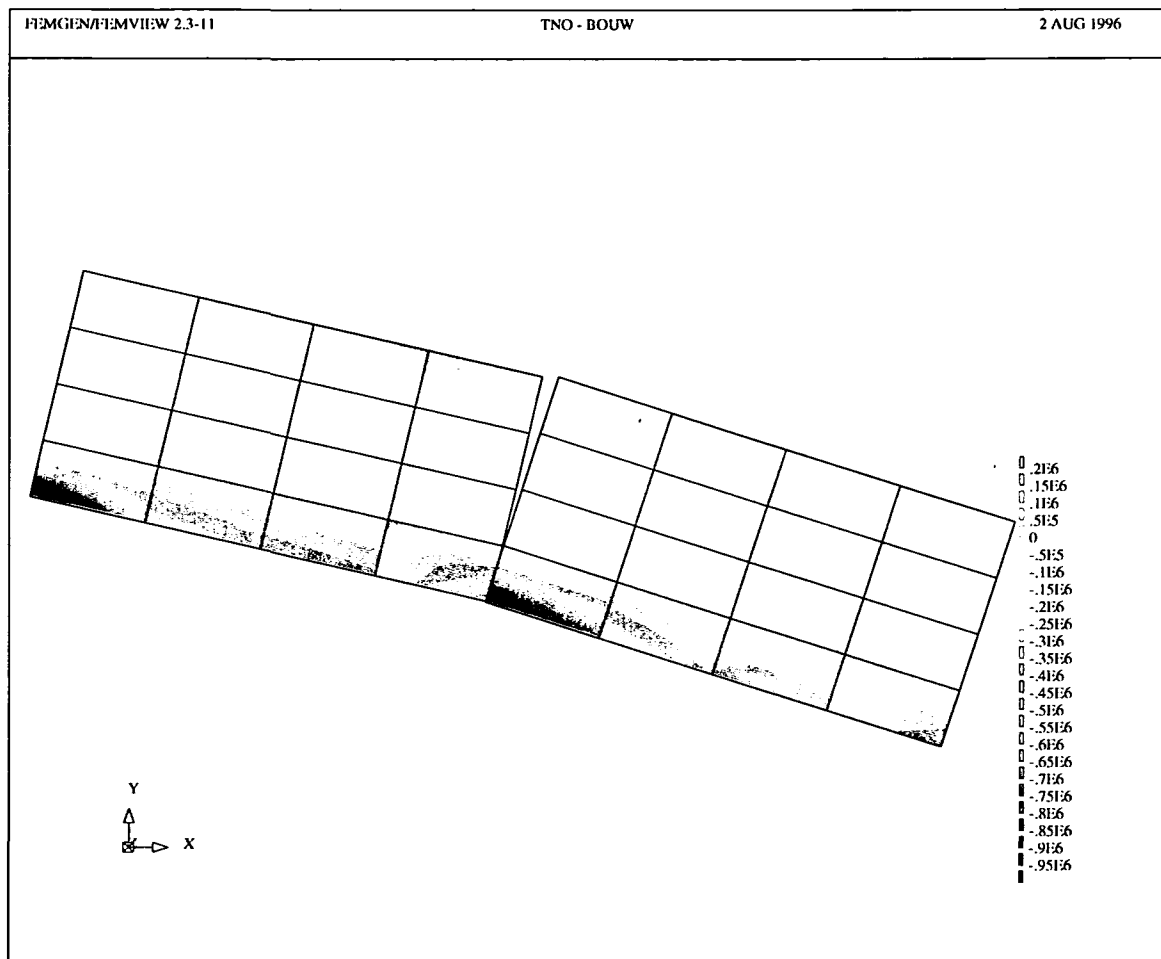
De afgeleide van de excentriciteit is dus gelijk aan de verhouding tussen de dwars- en de normaalkracht. Deze verhouding wordt in de laatste paragraaf van dit hoofdstuk berekend bij controle op afschuiving.

6.3 Spanningen in steenzetting

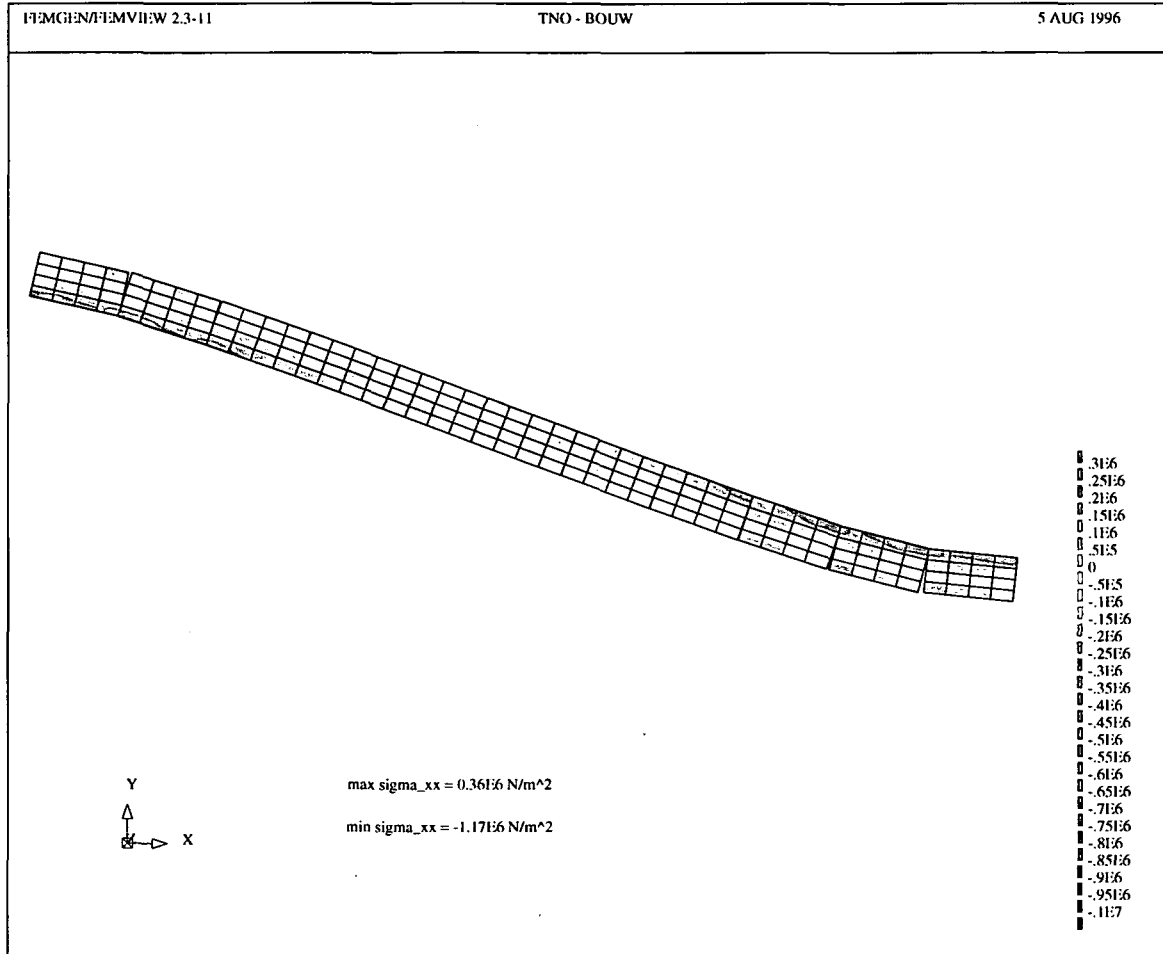
Met behulp van DIANA is het eenvoudig om inzicht te verkrijgen in het spanningsverloop in de steenzetting. In deze paragraaf worden de totale Cauchy spanningen σ_{XX} en σ_{XY} gegeven.

In figuur 6.8 is het normaalspanningsverloop σ_{XX} in de globale x-richting weergegeven. Een detail hiervan is in figuur 6.7 te zien. In de hoeken waar de voegen worden dichtgedrukt zijn duidelijk hoge drukspanningen te zien, de blauwe gebieden. Dit is te wijten aan het kleine contactvlak. Doordat hier de resulterende normaalkracht excentrisch wordt ingeleid, heeft dit buigtrekspanningen tot gevolg. Dit zijn de rode gebieden in de figuur. In het tussengebied waar geen voegen gapen heerst een vrijwel homogene normaalspanning. Dit is in overeenstemming met de excentriciteitslijn. De maximale trekspanning bedraagt $0.36 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$, de drukspanning $1.17 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$. De betonkwaliteit B35 van de Haringmanblokken heeft een rekenwaarde voor de druksterkte $f'_b = 27 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$ en een treksterkte $f_b = 1.4 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$. De maxima worden dus niet overschreden.

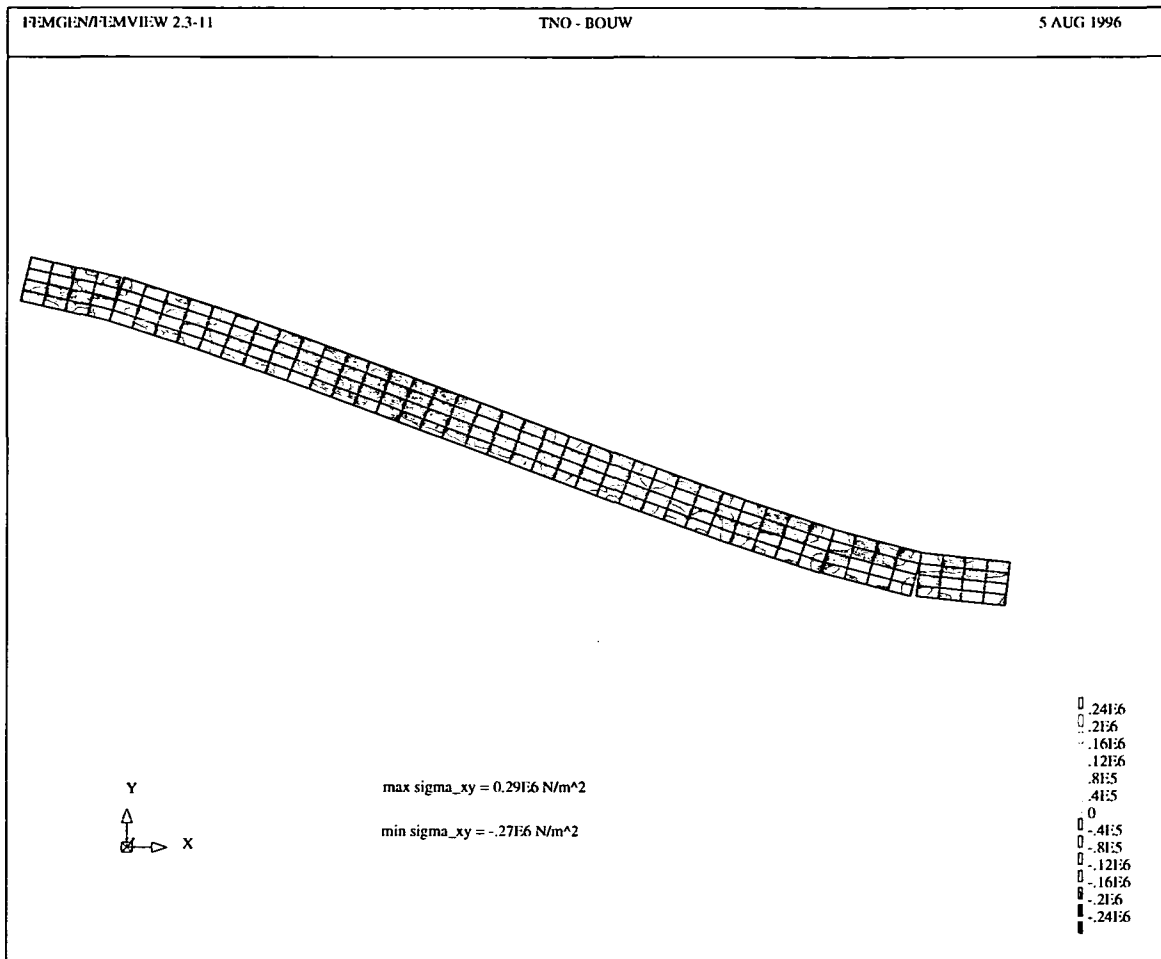
Het schuifspanningsverloop σ_{XY} is in figuur 6.9 weergegeven. Het eerder genoemde kleine contactvlak is ook hier reden van hoge spanningen. Tevens leveren de optredende vervormingen een bijdrage aan de schuifspanning.



Figuur 6.7: σ_{XX} detail eerste twee blokken



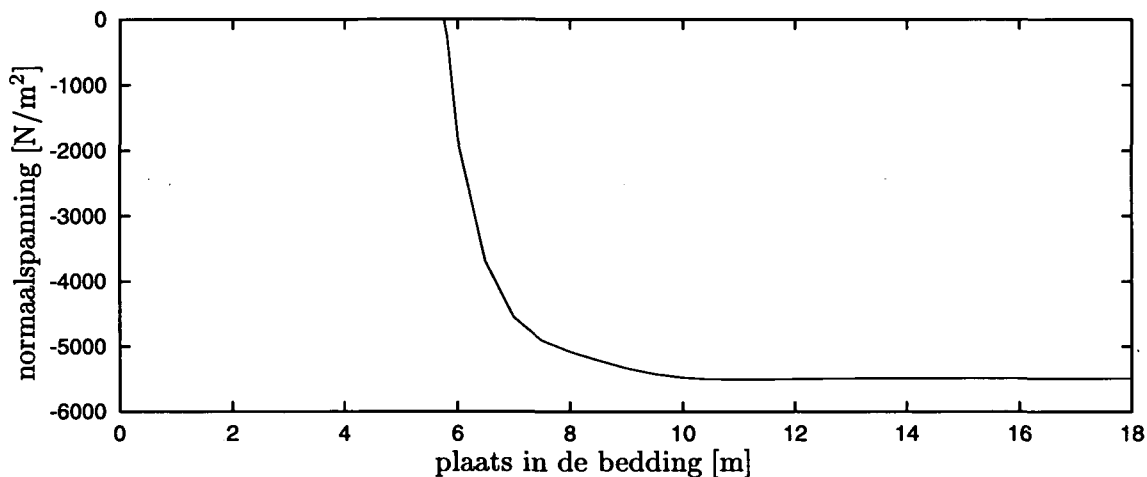
Figuur 6.8: σ_{xx}



Figuur 6.9: σ_{XY}

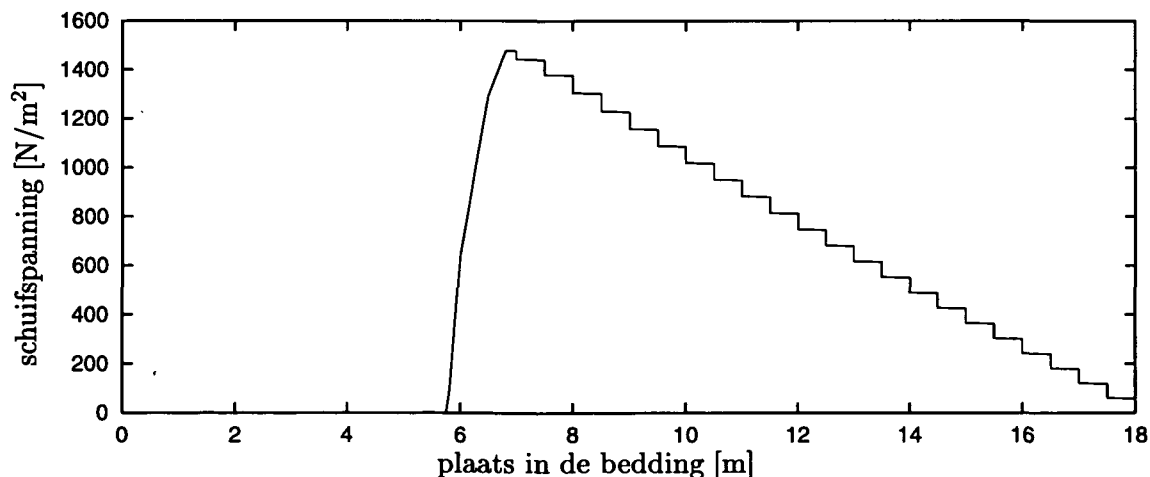
6.4 Spanningen in bedding

De spanningen in de bedding zijn direct gerelateerd aan het uitwijkingsspatroon. Het is vanzelfsprekend dat er geen spanningen in de bedding optreden daar waar de blokken los zijn gekomen. In figuur 6.10 is het normaalspanningsverloop in de bedding weergegeven. (De normaalrichting van de bedding is de y-richting).



Figuur 6.10: Normaalspanningsverloop in bedding

Uit figuur 6.2 blijkt dat bij p_{max} de blokken op het traject tot ongeveer 6 meter een positieve uitwijking hebben en dus geen contact met de bedding maken. Daarna loopt de normaalspanning in de bedding snel op tot de eigen gewicht belasting van de blokken van 5472 N/m^2 . Blijkbaar beïnvloedt de uitwijking van de blokken in het eerste deel niet de normaalspanning in het tweede deel.



Figuur 6.11: Schuifspanningsverloop in bedding

In figuur 6.11 is de schuifspanning in de bedding gevisualiseerd. Uit deze figuur blijkt dat de schuifspanning maximaal is daar waar de blokken voor het eerst in contact zijn met de bedding en vervolgens trapsgewijs afneemt. De schuifspanning in de bedding wordt veroorzaakt door de horizontale verplaatsing van de blokken. Uit figuur 6.5 blijkt dat de normaalkracht in de steenzetting over het hele traject aanzienlijk hoog is, met het gevolg dat de constructie wordt samengedrukt. Dit zal vooral gebeuren in de voeg-interface elementen tussen de blokken omdat die veel slapper zijn dan de blokken. Dat betekent dat het horizontaal verplaatsingsverloop van de blokken trapsgewijs verloopt. Omdat de horizontale verplaatsing van de blokken rechtstreeks is gekoppeld aan dit schuifspanningsverloop in de bedding, geeft figuur 6.11 ook een trapsgewijs verloop.

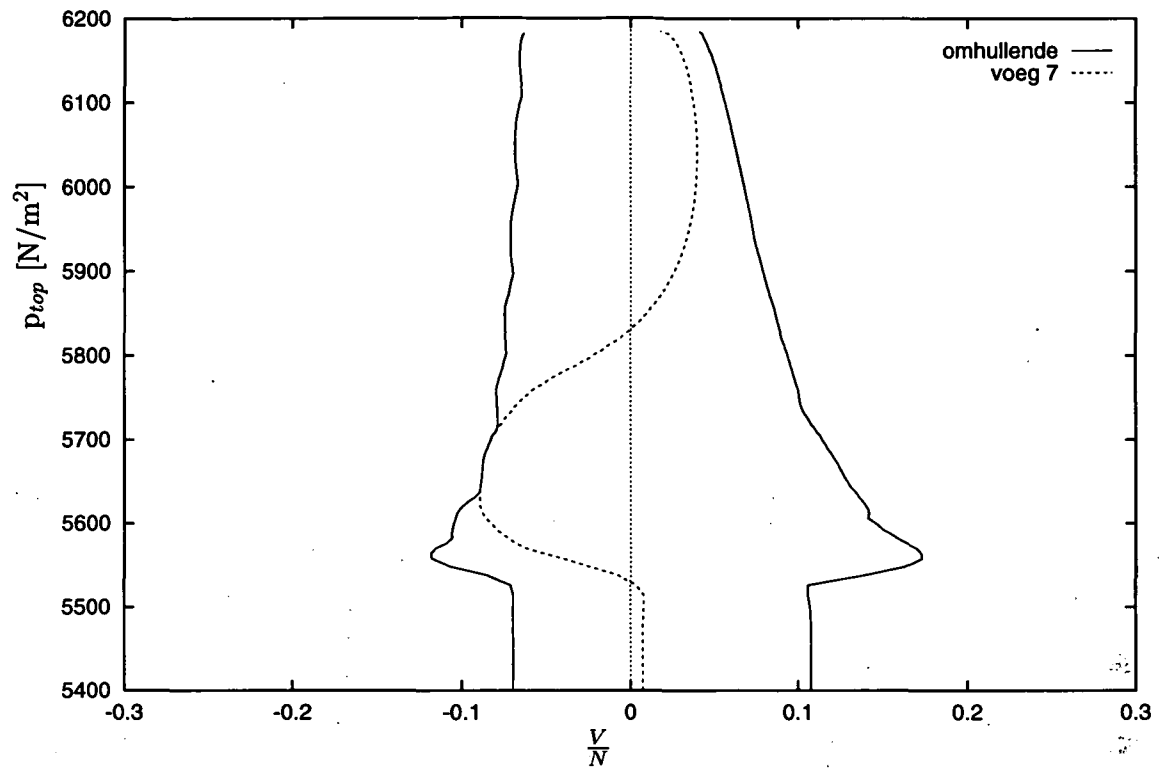
6.5 Controle op afschuiving

Bij het model is aangenomen dat bezwijken op afschuiving niet optreedt. Tijdens de berekening dient daarom voor alle belastingsstappen gecontroleerd te worden of de verhouding tussen normaal- en afschuifspanning niet boven een realistische waarde van de wrijvingscoëfficiënt μ komt. Om deze minimaal benodigde μ_{ben} te bepalen wordt er eenvoudigheidshalve gebruik gemaakt van de normaal- en dwarskracht in de voeg.

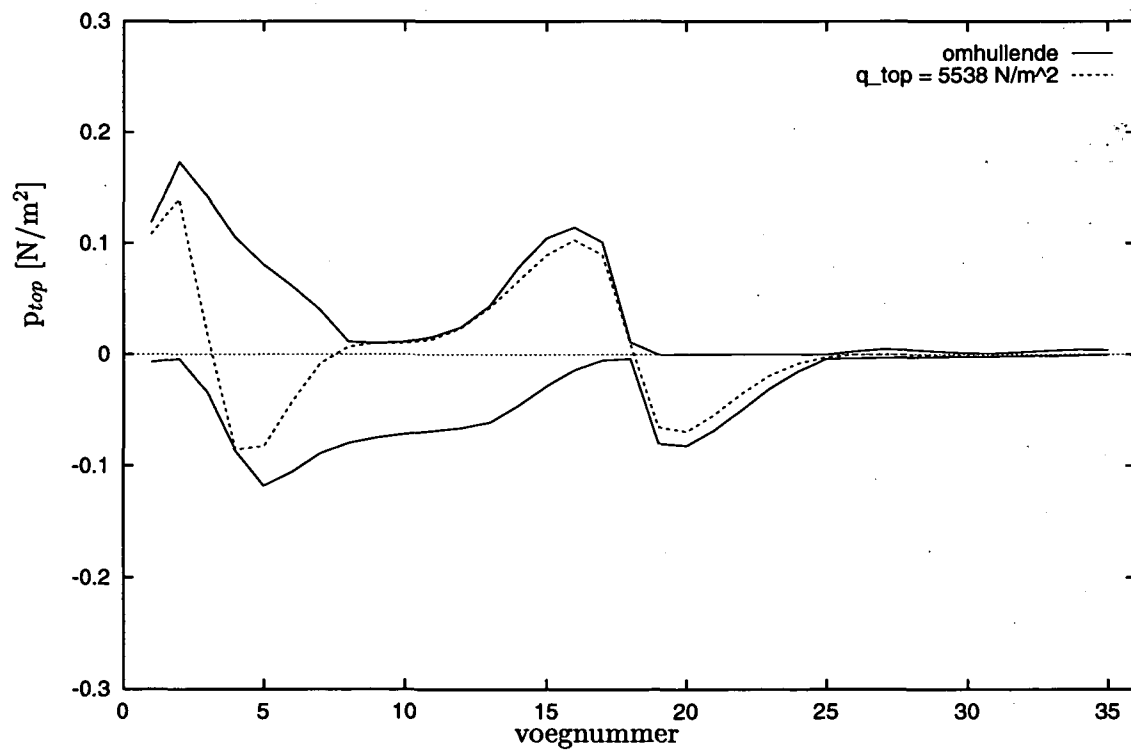
Bij elke belastingstoestand wordt voor alle voegen de verhouding tussen normaal- en dwarskracht bepaald. Voor voeg 7 wordt in figuur 6.12 dit verhoudingsgetal als functie van p weergegeven. Ook voor alle overige voegen kan een dergelijke lijn worden getekend. Aan de hand hiervan kunnen omhullenden waarbinnen al deze verschillende lijnen vallen worden getekend. Dit zijn de doorgetrokken lijnen. Zoals uit figuur 6.12 blijkt, is de absoluut maximum waarde voor de verhouding V/N is ongeveer 0.17. Dit is duidelijk kleiner dan een reële wrijvingscoëfficiënt van 0.35 ($\phi = 19.3^\circ$). Geconcludeerd kan worden dat de constructie dus niet op afschuiving bezwijkt.

Een andere conclusie die uit figuur 6.12 getrokken kan worden is dat er een piek optreedt bij 5560 N/m^2 . Deze waarde ligt iets boven het eigen gewicht van 5472 N/m^2 . In zijn algemeenheid kan dus gesteld worden dat als bezwijken op afschuiving optreedt, dit direct gebeurt nadat de waarde van het eigen gewicht is overschreden. Dit is in overeenstemming met de eerder analytisch bepaalde figuur 4.5. Bij een bepaalde 'onveilige' lengte blijkt dat er sprake is van bezwijken op afschuiving wanneer er een kleine uitwijking optreedt. Dit speelt als de belasting net iets groter is dan het eigen gewicht. Bij een grotere uitwijking komt de constructie weer in het veilige gebied. Ook dit is in overeenstemming met de omhullenden in figuur 6.12 waarbij de V/N verhouding afneemt.

Uit figuur 6.12 kan niet bepaald worden welke voegen verantwoordelijk zijn voor het verloop van de omhullende lijnen. Om hier toch inzicht in te verkrijgen, wordt voor elke belastingssituatie de V/N verhouding voor iedere voeg bepaald. Als bijvoorbeeld voor $q=5538 \text{ N/m}^2$ deze waarden worden uitgezet, ontstaat de gestippelde lijn in figuur 6.13. Wanneer alle belastingsgevallen in rekening worden gebracht, volgen evenzo als in de vorige figuur weer twee omhullende lijnen. Er blijkt dat voeg nummer 2 verantwoordelijk is voor de piek in figuur 6.12. Ook bij de voegen 15-20 treedt een vrij grote waarde op omdat daar de sinusbelasting eindigt en er dus sprake is van een grote belastingsgradiënt.



Figuur 6.12: p_{top} als functie van de verhouding dwars- normaalkracht, $\frac{V}{N}$



Figuur 6.13: Verhouding $\frac{V}{N}$ als functie van de plaats in de constructie

Hoofdstuk 7

Variatiestudies

In dit hoofdstuk worden de eerder aangekondigde variatiestudies beschreven. Hierbij wordt de invloed van de verschillende modelparameters op het inklemgedrag onderzocht. Tevens wordt er een controle op afschuiving uitgevoerd.

7.1 Invloed voegen op p_{max}

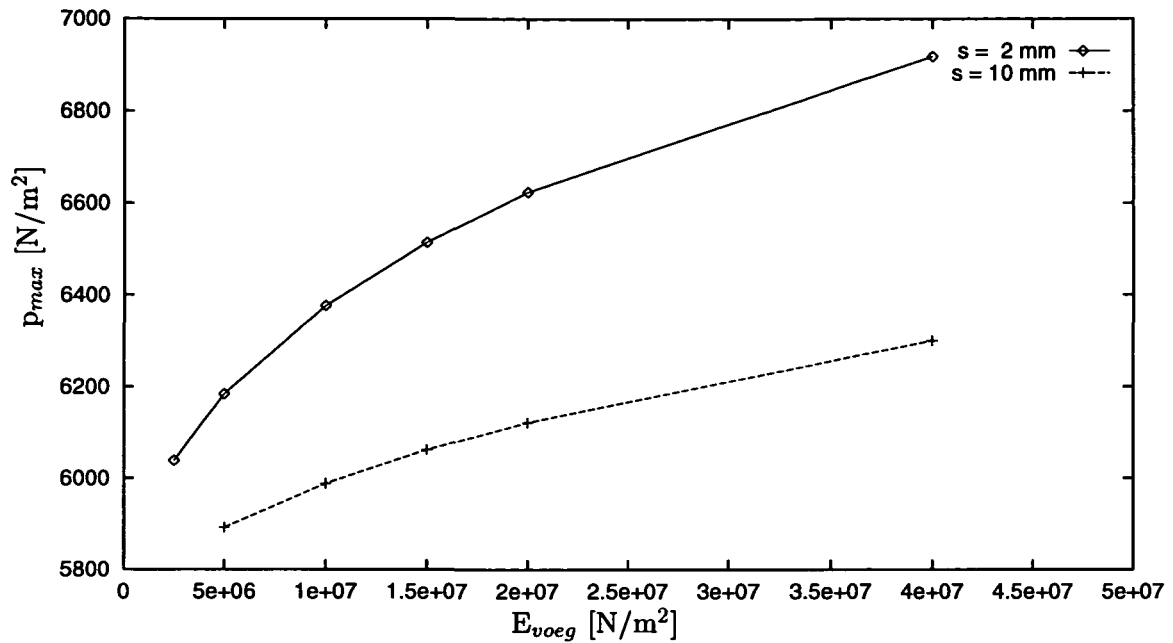
De voegen zijn waarschijnlijk van grote invloed op het gedrag van de steenzetting. In deze paragraaf zal dit effect onderzocht worden. Achtereenvolgens komen de voegstijfheid, gedeeltelijk gevulde voegen en plaatselijke imperfecties aan de orde. Er wordt onderzocht wat de invloed van deze parameters is op de maximale belasting p_{max} .

7.1.1 Voegstijfheid

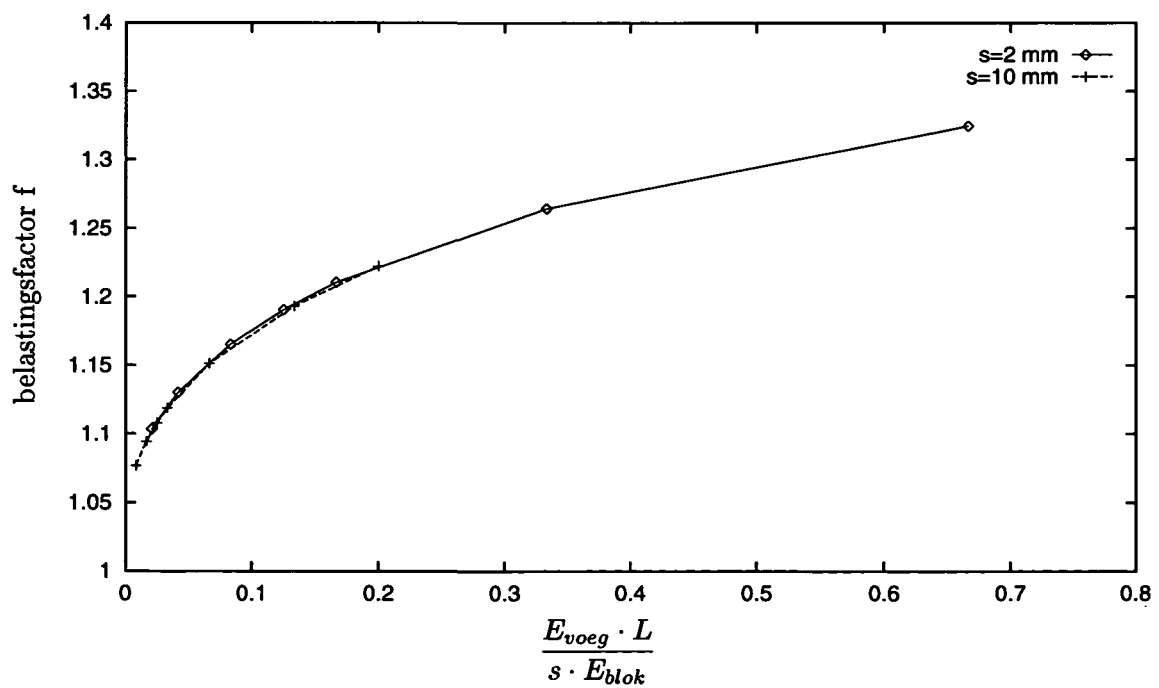
Het gedrag van de voegen is grotendeels afhankelijk van twee parameters, te weten E_{voeg} en de spleetbreedte s . Verwacht mag worden dat er een hoge p_{max} -waarde gevonden wordt bij een stijve constructie. Dit kan bereikt worden door een kleine spleetbreedte s of een hoge E_{voeg} . Uit figuur 7.1 blijkt dat deze veronderstelling juist is. De twee in figuur 7.1 gebruikte parameters kunnen gecombineerd worden tot de beginvoegstijfheid. Deze is in hoofdstuk 5 reeds toegelicht en bedraagt:

$$D_{nn,voeg} = \frac{E_{voeg}}{s} \quad (7.1)$$

Als de resultaten uit figuur 7.1 aan de hand van deze formule opnieuw uitgezet worden, wordt figuur 7.2 verkregen. Hierbij zijn de resultaten tevens dimensieloos gemaakt; de belastingsfactor f wordt als functie van de voeg/blok stijfheidsverhouding uitgezet. Opmerkelijk is dat de lijnen samenvallen. Hieruit kan geconcludeerd worden dat de parameters E_{voeg} en s gereduceerd kunnen worden tot één parameter; de beginstijfheid van de voeg. Interessant is tevens de praktijk situatie waarbij de blokken koud tegen elkaar liggen en er dus geen spleetbreedte is. Het model heeft dan een oneindig grote voegstijfheid. Het resultaat van deze berekening wordt samen met de resultaten uit figuur 7.2 in een tabel samengevat.



Figuur 7.1: p_{max} als functie van E_{voeg} voor verschillende s

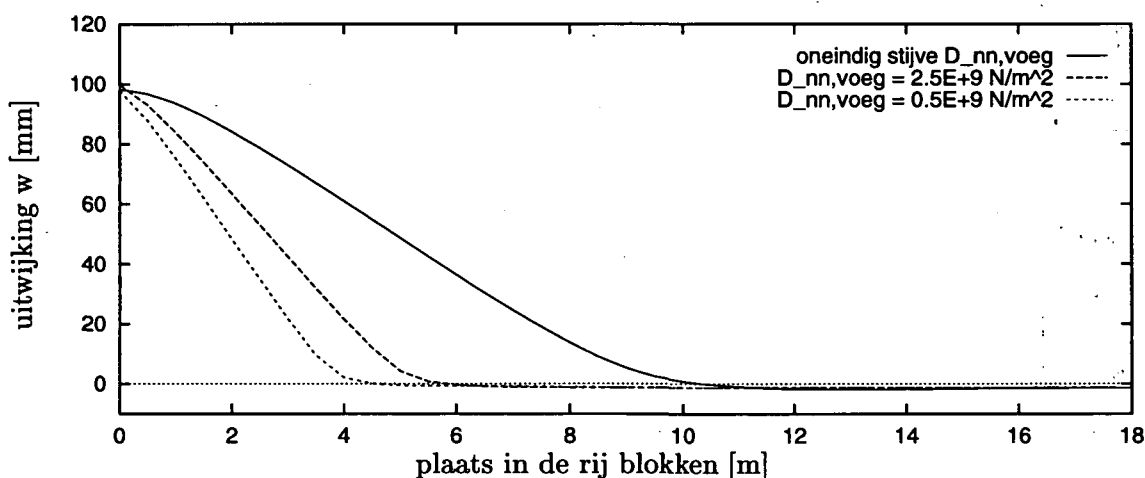


Figuur 7.2: belastingfactor f als functie van stijfheidsverhouding $\frac{E_{voeg} \cdot L}{s \cdot E_{blok}}$

s [mm]	E_{voeg} 10^6 [N/m ²]	D_{nn} 10^9 [N/m ³]	p_{max} [N/m ²]	n
10	5 (zand)	0.5	5892	1.08
	20 (grind)	2	6122	1.12
2	5 (zand)	2.5	6184	1.13
	20 (grind)	10	6624	1.21
0	-	∞	8326	1.52

Uit deze tabel blijkt dat de situatie waarbij de blokken koud tegen elkaar aanliggen een aanzienlijke verhoging van p_{max} tot gevolg heeft. Dit speciale geval zal tevens bekeken worden bij de variatie van L_{rij} en S .

Om meer inzicht te verkrijgen waarom p_{max} toeneemt, kan het uitwijkingsdiagram bekeken worden. In figuur 7.3 zijn uitwijkingsdiagrammen voor oneindig stijf, $s = 2$ mm en $s = 10$ mm zandvoeg weergegeven. Uit deze figuur blijkt dat hoe stijver de constructie des te meer blokken loskomen van de bedding.

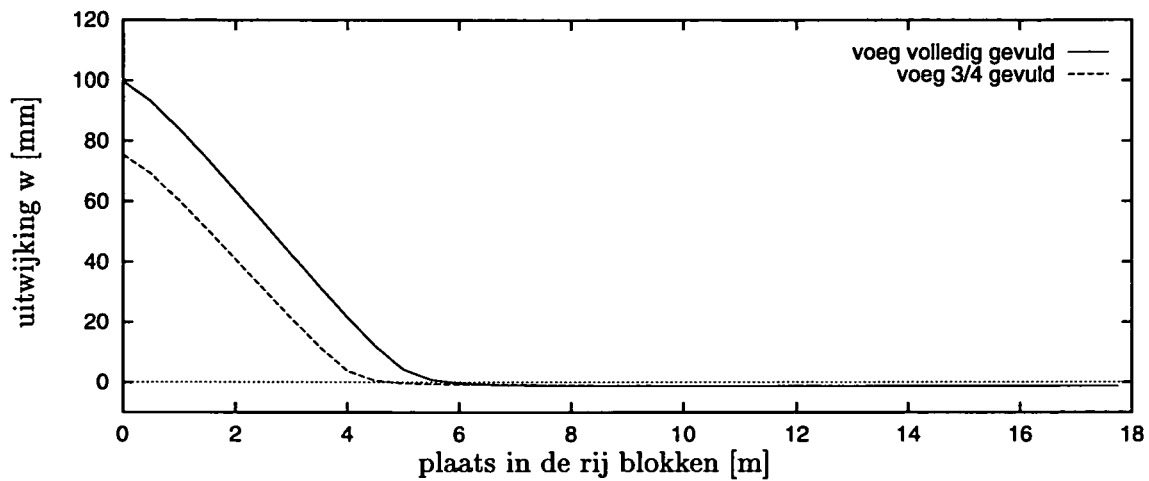


Figuur 7.3: Uitwijkingsdiagrammen voor verschillende voegstijfheden

7.1.2 Voegen gedeeltelijk gevuld

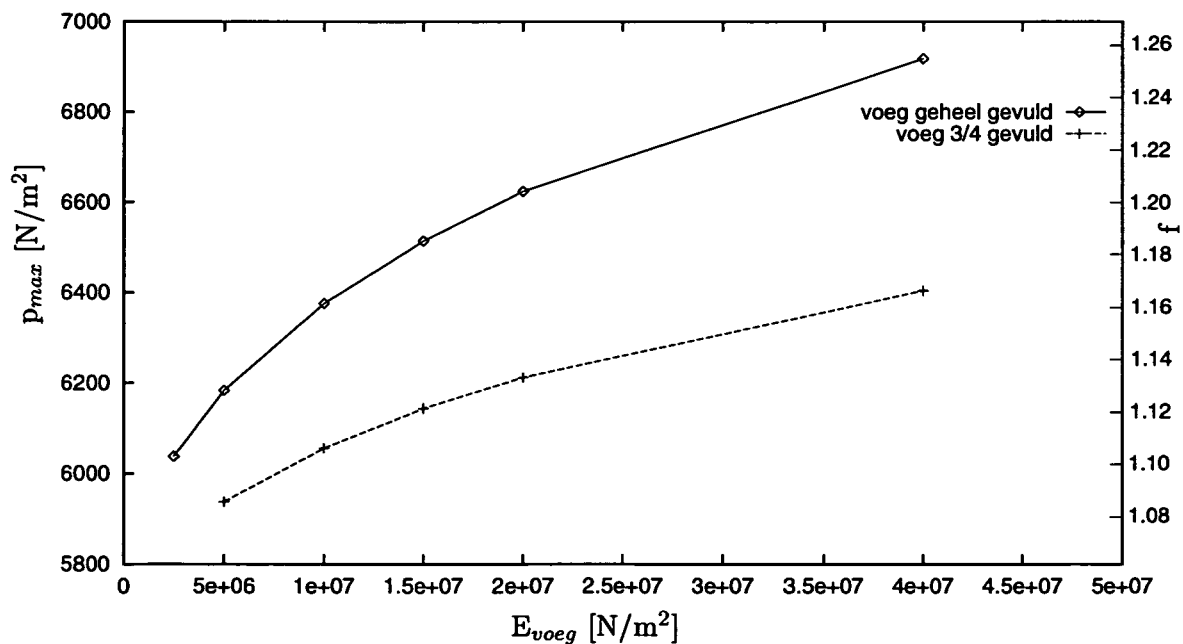
Door de invloed van water en wind kan voegmateriaal uit de voegen verdwijnen zodat deze maar gedeeltelijk gevuld zijn. In deze paragraaf wordt de invloed onderzocht waarbij de voegen voor $\frac{3}{4}$ zijn gevuld.

Allereerst wordt er gekeken wat dit voor een effect heeft op de vervorming. De twee uitwijkingsdiagrammen zijn in figuur 7.4 getekend. Hierin is duidelijk te zien dat de maximale uitwijking bij gedeeltelijk gevulde voegen lager is dan bij volledig gevulde. Deze maximale uitwijking is volgens de analytische afleiding alleen afhankelijk van de blokhoogte D . Hierdoor kan de situatie waarbij de voegen gedeeltelijk zijn gevuld beschouwd worden als een constructie met een gereduceerde hoogte. Tevens komen er minder blokken los van de bedding. Dit is vanzelfsprekend omdat de stijfheid afneemt bij onvolledig gevulde voegen.



Figuur 7.4: Uitwijkingsdiagrammen

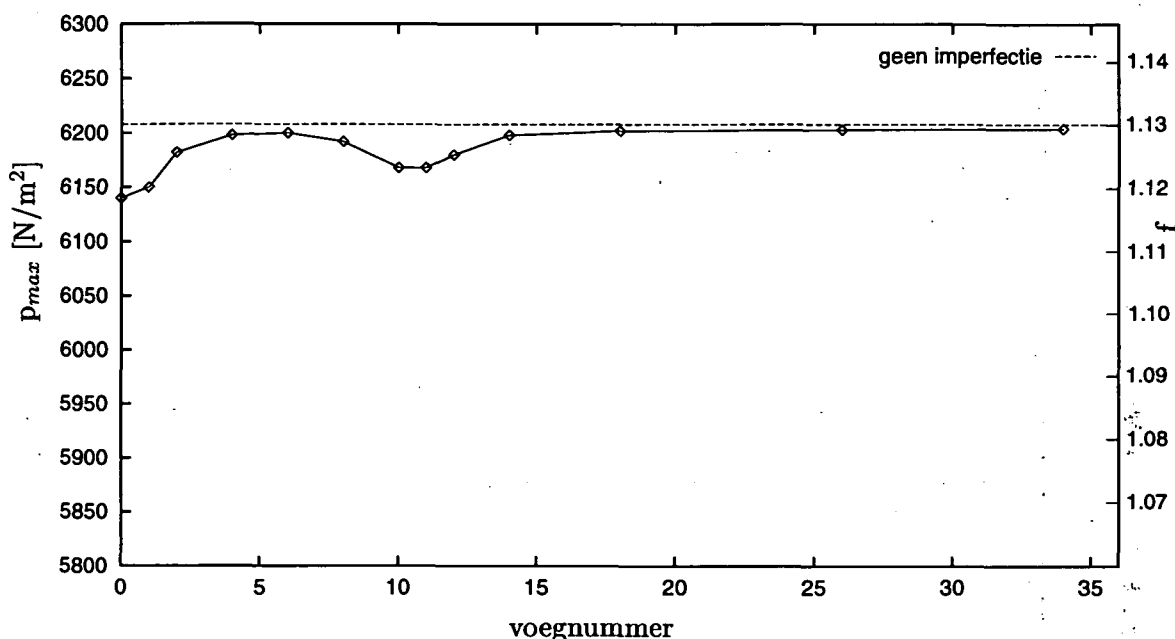
Zoals verwacht worden er lagere p_{max} -waarden gevonden wanneer de voegen gedeeltelijk zijn gevuld. Dit is inzichtelijk gemaakt aan de hand van figuur 7.5 waarin p_{max} als functie van E_{voeg} voor de twee verschillende situaties is weergegeven. Op de rechter y-as is tevens de belastingsfactor f uitgezet.



Figuur 7.5: p_{max} en f als functie van E_{voeg}

7.1.3 Plaatselijke imperfecties

Daar in praktijk de voegbreedte niet overal 2 mm bedraagt, wordt in deze paragraaf onderzocht wat de invloed is van een imperfectie. Hiertoe wordt één brede voeg van 10 mm ingebracht. Omdat door de ene brede voeg de constructie niet langer symmetrisch is, moet er hier met de totale rij blokken worden gerekend. Evident is het dat een lagere p_{max} gevonden wordt. In hoeverre de plaats van deze imperfectie hierop van invloed is, is in figuur 7.6 duidelijk gemaakt.



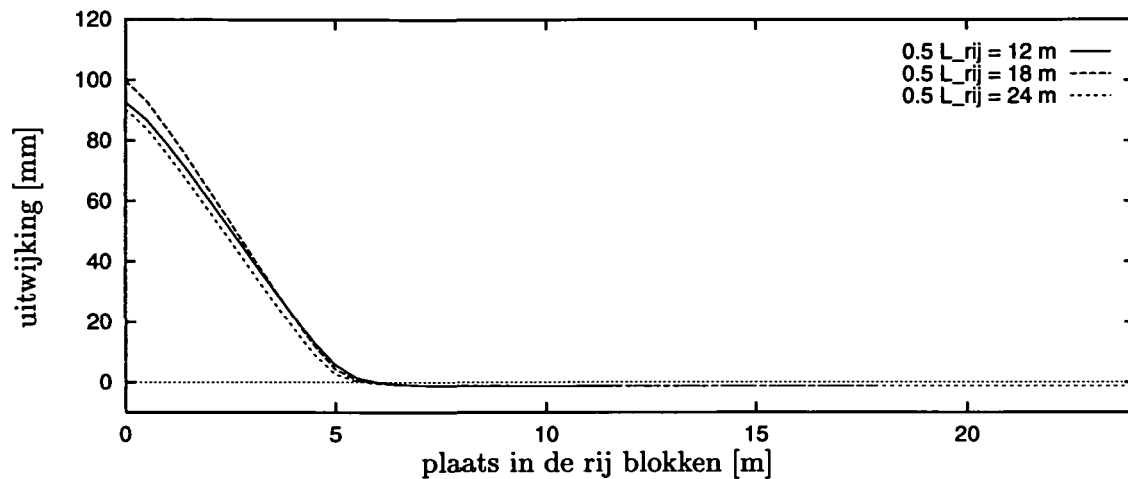
Figuur 7.6: p_{max} en f als functie van de plaats van de imperfectie

Er blijkt dat een grotere daling van p_{max} gevonden wordt als de imperfectie in een gebied ligt waar een sterke kromming optreedt. Het grootste verschil in p_{max} treedt op in het symmetrisch midden (voeg 0) en bedraagt 68 N/m². Het procentuele verschil uitgedrukt ten opzicht van $p_{inklem} = p_{max} - p_{eg}$ bedraagt:

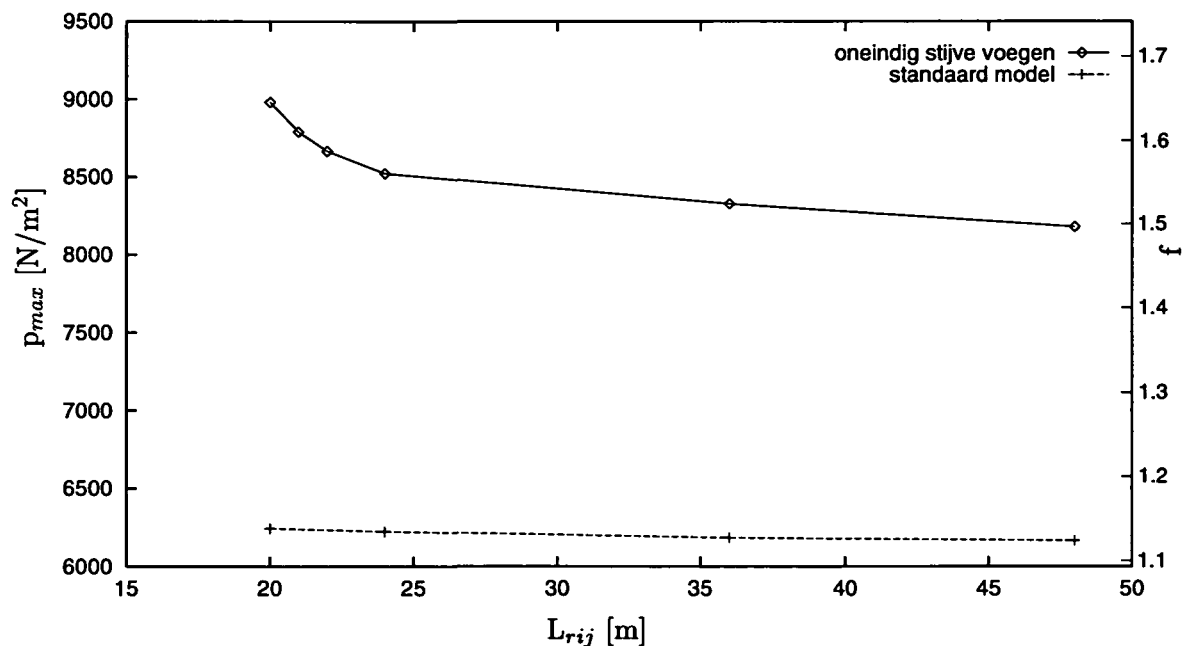
$$\frac{68}{6208 - 5472} \cdot 100\% = 9.24\%$$

7.2 Invloed L_{rij} op p_{max}

Door het variëren van de lengte van de beschouwde steenzetting, kan bekeken worden hoe deze zich verhoudt tot de maximale belasting. Alvorens deze relatie bepaald wordt, is in figuur 7.7 het veranderde vervormingspatroon bij verschillende lengten weergegeven. De getrokken lijn loopt in deze figuur van 0-12 m, de gestreepte van 0-18 m en de gestippelde van 0-24 meter. Uit deze figuur blijkt dat er maar geringe verschillen optreden in de uitwijkingen. De constructiestijfheid is afhankelijk van het aantal blokken en dus L_{rij} . Hieruit volgt dat bij een afname van L_{rij} een toename van p_{max} wordt gevonden. Dit wordt bevestigd door figuur 7.8 waarin p_{max} als functie van L_{rij} is weergegeven.



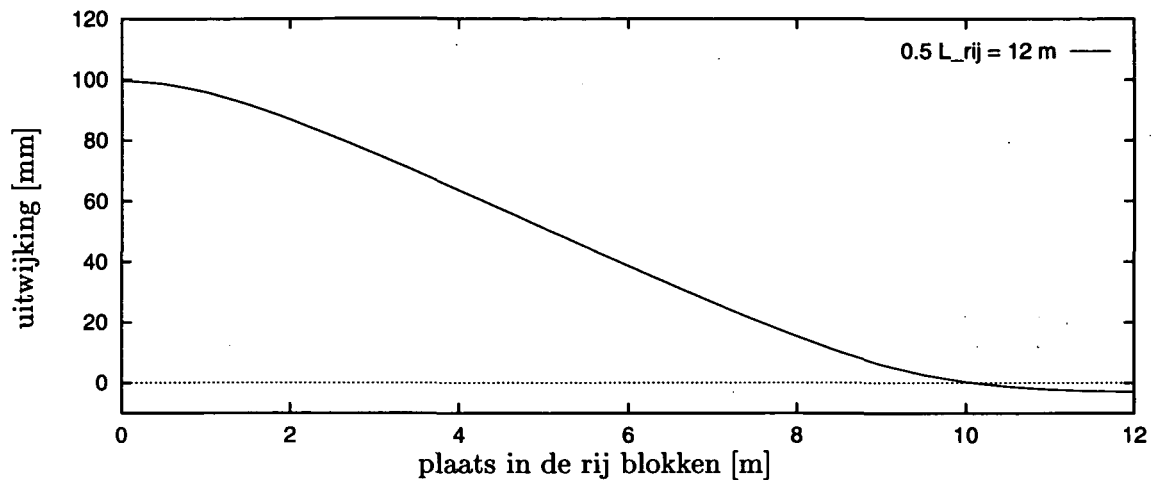
Figuur 7.7: Uitwijkingsdiagrammen voor verschillende L_{rij}



Figuur 7.8: p_{max} en f als functie van L_{rij}

In deze figuur zijn tevens de resultaten van de bijzondere situatie weergegeven waarbij de blokken koud tegen elkaar liggen. Vanwege de veel grotere stijfheid worden in deze situatie veel hogere p_{max} -waarden gevonden. Opmerkelijk is hierbij de sterke toename van p_{max} bij een relatief kleine waarde van L_{rij} . Dit is aan de hand van figuur 7.9 te verklaren. Als namelijk naar de lijn $\frac{1}{2} L_{rij} = 12$ meter gekeken wordt, valt op dat de gehele rij blokken uitwijkt. De lengte van de rij blokken is dan als het ware te kort om de vervorming uit te dempen. Met andere woorden de randvoorwaarde heeft invloed op het uitwijkingspatroon

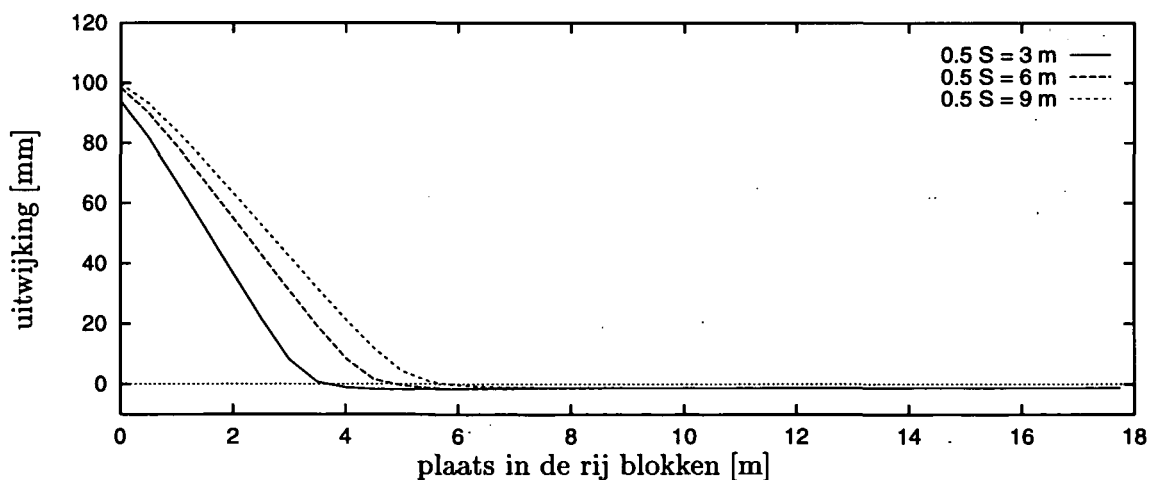
en dus p_{max} .



Figuur 7.9: Uitwijkingsdiagramm voor $\frac{1}{2} L_{rij} = 12$ m oneindig stijve voegen

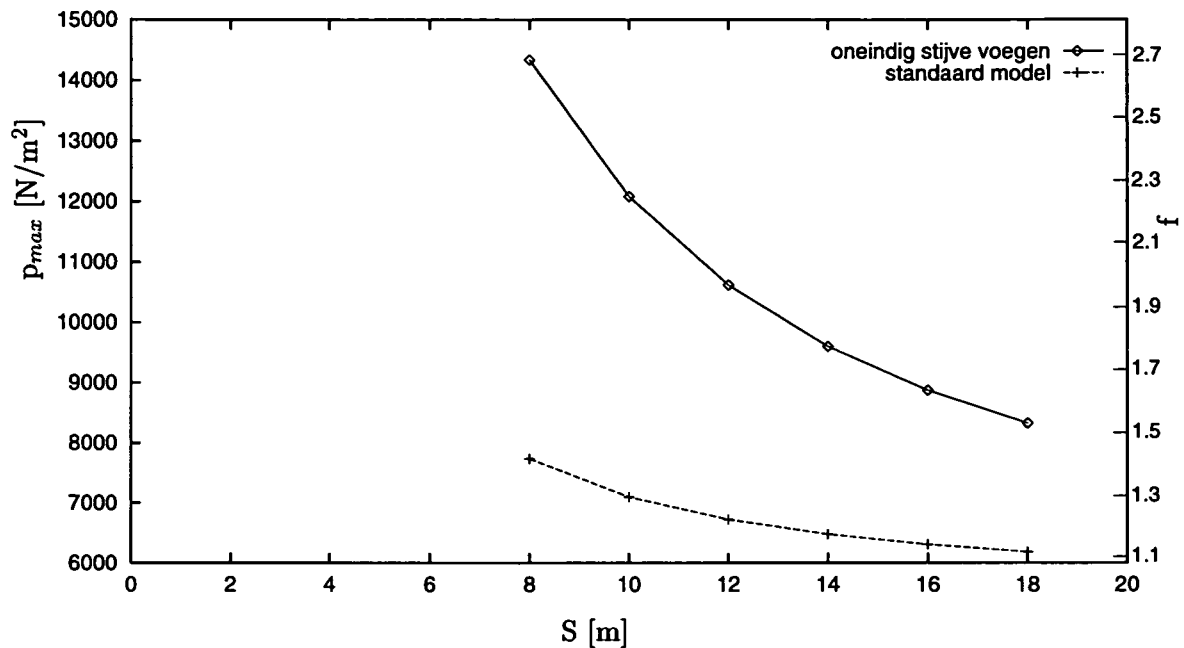
7.3 Invloed S op p_{max}

In deze paragraaf wordt onderzocht wat de invloed van de golfbreedte is op p_{max} . Ook nu wordt eerst gekeken naar de vervorming ten gevolge van een variërende S. In figuur 7.10 zijn de uitwijkingslijnen voor verschillende S weergegeven. Er blijkt dat bij een bredere golf in de bezwijktoestand meer blokken losgekomen zijn van de bedding.



Figuur 7.10: Uitwijkingsdiagrammen voor verschillende S

In figuur 7.11 is p_{max} en de belastingsfactor f als functie van S weergegeven. Hieruit blijkt dat bij een toename van S een afname van p_{max} en f wordt gevonden.



Figuur 7.11: p_{max} en f als functie van S

7.4 Controle op afschuiving

De controle op afschuiving is in hoofdstuk 6 gedaan voor standaard waarde van de parameters. Bij de variatiestudies moet deze controle ook worden uitgevoerd. De maximale V/N-verhouding mag de reële wrijvingscoëfficiënt μ niet overschrijden.

Uit deze controle blijkt dat bij een slappe voeg (grote s of lage E_{voeg}) de maximaal optredende V/N-verhouding groter wordt. De kans op afschuiving neemt hierdoor toe.

Tevens neemt deze kans toe bij kleine L_{rij} en S . Dit komt overeen met de eerder gemaakte analytische afleiding van paragraaf 4.1.4.

De maximaal optredende V/N-verhouding overschrijdt echter niet de realistische wrijvingscoëfficiënt van 0.35. De constructie bezwijkt niet op afschuiving.

Hoofdstuk 8

Empirische afleiding formule p_{max}

In het voorgaande werden variatiestudies uitgevoerd. Met behulp van een analytische beschouwing zou er een relatie afgeleid kunnen worden voor p_{max} als functie van de parameters L_{rij} , S , E_{voeg} en s die de met DIANA gevonden resultaten kan benaderen. In verband met het fysisch en geometrisch niet-lineair gedrag van de steenzettingen is deze afleiding nagenoeg onmogelijk. Er spelen dermate veel parameters een rol bij dit probleem dat deze niet eenvoudig in een analytisch-model zijn te vangen. Het is natuurlijk wel mogelijk de met DIANA berekende resultaten om te zetten in een empirische relatie voor p_{max} als functie van deze parameters. In dit hoofdstuk wordt allereerst p_{max} als functie van L_{rij} en S bepaald en vervolgens als functie van E_{voeg} en s . Tenslotte worden deze twee relaties samengevoegd.

8.1 p_{max} als functie van L_{rij} en S

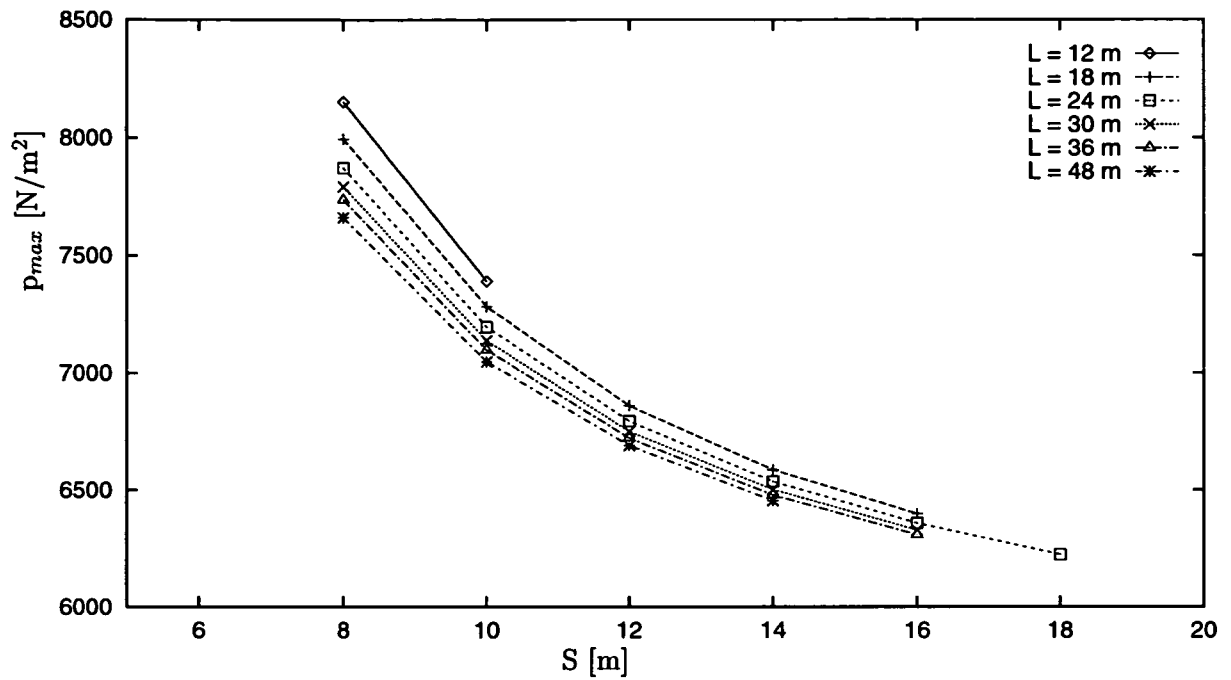
In deze paragraaf wordt er gekeken naar de variatiestudie van L_{rij} en S . Uit figuur 7.8 en 7.11 blijkt dat S van grotere invloed is op p_{max} dan de lengte L_{rij} ; er wordt dus van S uitgegaan. Hiervoor is in figuur 8.1 p_{max} als functie van S voor verschillende L_{rij} weergegeven. Om te kijken wat de verhouding tussen p_{max} en S is, wordt de x-as zodanig getransformeerd dat er rechte lijnen ontstaan. Dit is in figuur 8.2 weergegeven. Uit deze figuur blijkt dat p_{max} lineair afhankelijk is van $\frac{1}{\sqrt{S^3}}$.

In figuur 8.2 zijn lijnen te zien voor verschillende L_{rij} . De bedoeling is nu deze verschillende lijnen samen te laten vallen op één lijn. De lijn $L_{rij} = 24$ m wordt als uitgangslijn gekozen. Het projecteren van de andere lijnen komt tot stand door de x-waarden van de verschillende lijnen te vermenigvuldigen met een factor a die afhankelijk is van L_{rij} . In figuur 8.3 is dit weergegeven. Het algemene functievoorschrift kan worden benaderd door:

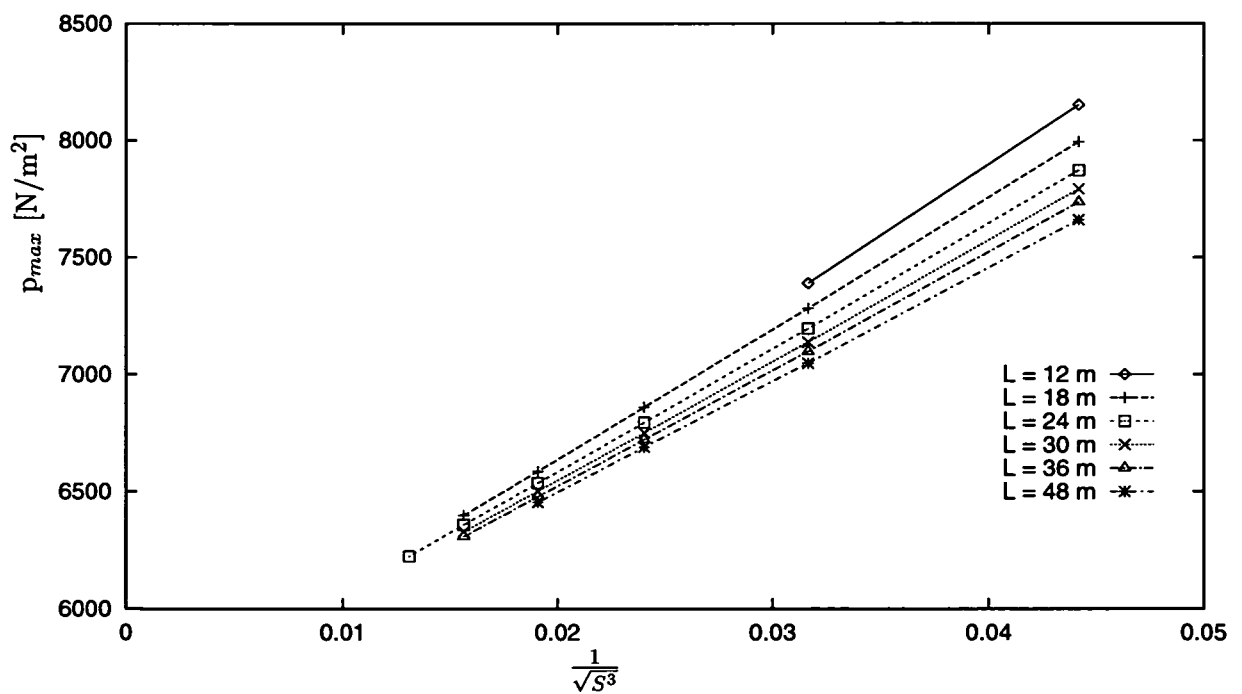
$$p_{max} = 5.3 \cdot 10^4 \cdot \frac{a}{\sqrt{S^3}} + 5.5 \cdot 10^3 \quad (8.1)$$

De factor a is uit figuur 8.4 te bepalen.

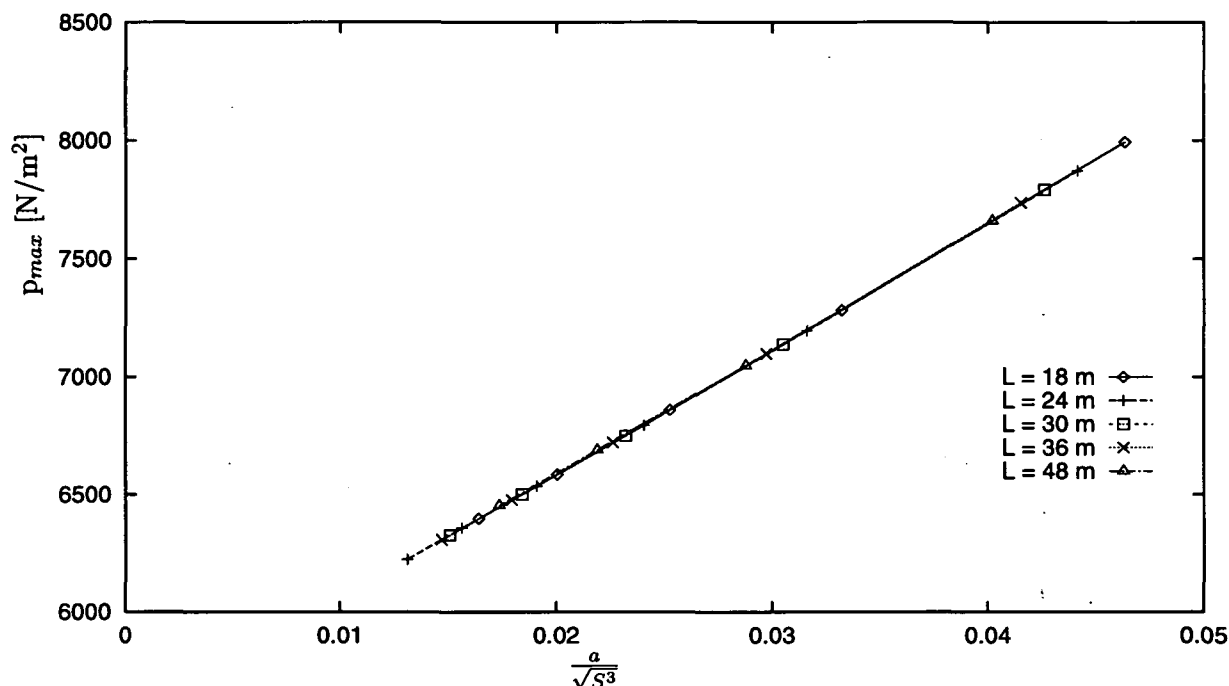
Om de relatie tussen L_{rij} en a te bepalen wordt de x-as van figuur 8.4 zodanig opgeschaald dat er nagenoeg een rechte lijn ontstaat. Deze is in figuur 8.5 te zien.



Figuur 8.1: p_{max} als functie van S



Figuur 8.2: p_{max} als functie van $\frac{1}{\sqrt{S^3}}$



Figuur 8.3: p_{max} als functie van $\frac{a}{\sqrt{S^3}}$

Ook van deze lijn kan een functievoorschrift opgesteld worden. Deze luidt:

$$a = \frac{2.4}{\sqrt[4]{L_{rij}^3}} + 0.8 \quad (8.2)$$

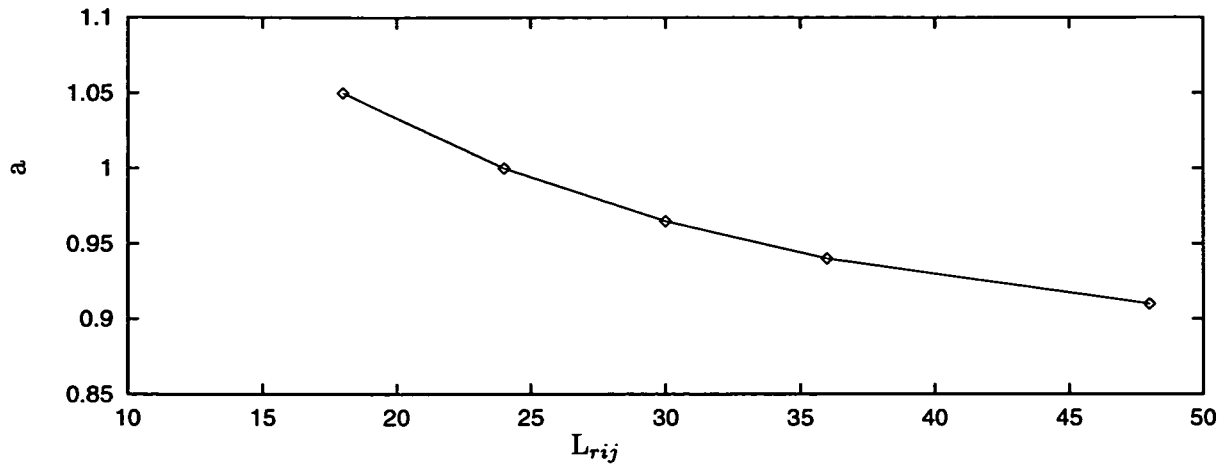
Substitutie van formule (8.1) in (8.2) levert de uiteindelijke formule voor p_{max} als functie van L_{rij} en S :

$$p_{max} = 0.12 \cdot 10^6 \cdot \frac{1}{\sqrt{S^3}} \cdot \left(\frac{1}{\sqrt[4]{L_{rij}^3}} + 0.33 \right) + 5.5 \cdot 10^3 \quad (8.3)$$

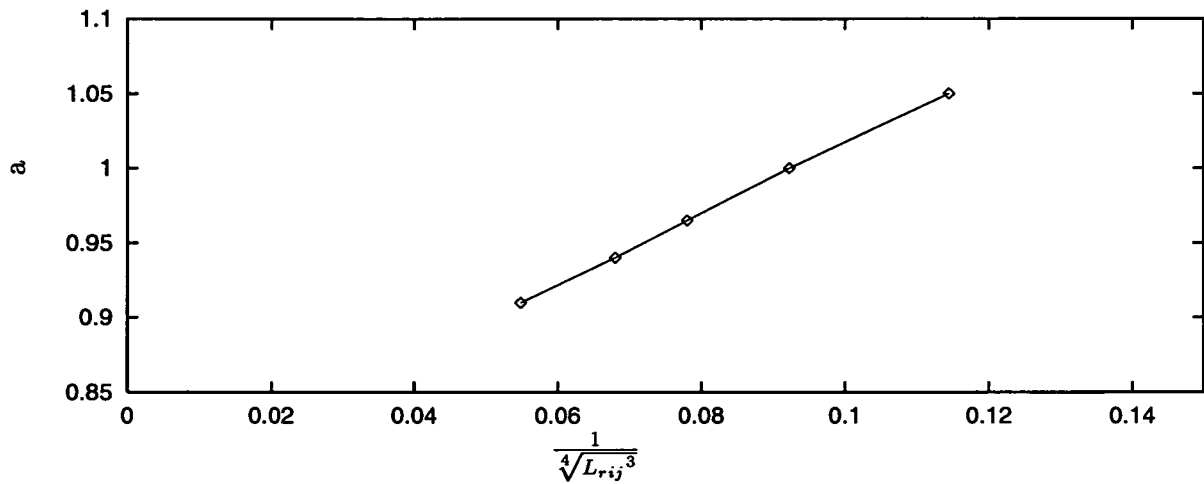
Ter controle wordt deze formule weergegeven in figuur 8.6 waar ook de DIANA-waarden zijn afgebeeld. Uit deze figuur blijkt dat de afleiding van de formule goed is verlopen.

8.2 p_{max} als functie van E_{voeg} en s

Zoals eerder besproken zijn de twee parameters s en E_{voeg} terug te voeren tot één parameter de beginvoegstijfheid $D_{nn,voeg}$. De steenzetting is een serieschakeling van voegen en blokken. De totale constructiestijfheid kan in dit geval bepaald worden met de volgende formule:



Figuur 8.4: α als functie L_{rij}



Figuur 8.5: α als functie $\frac{1}{\sqrt[4]{L_{rij}^3}}$

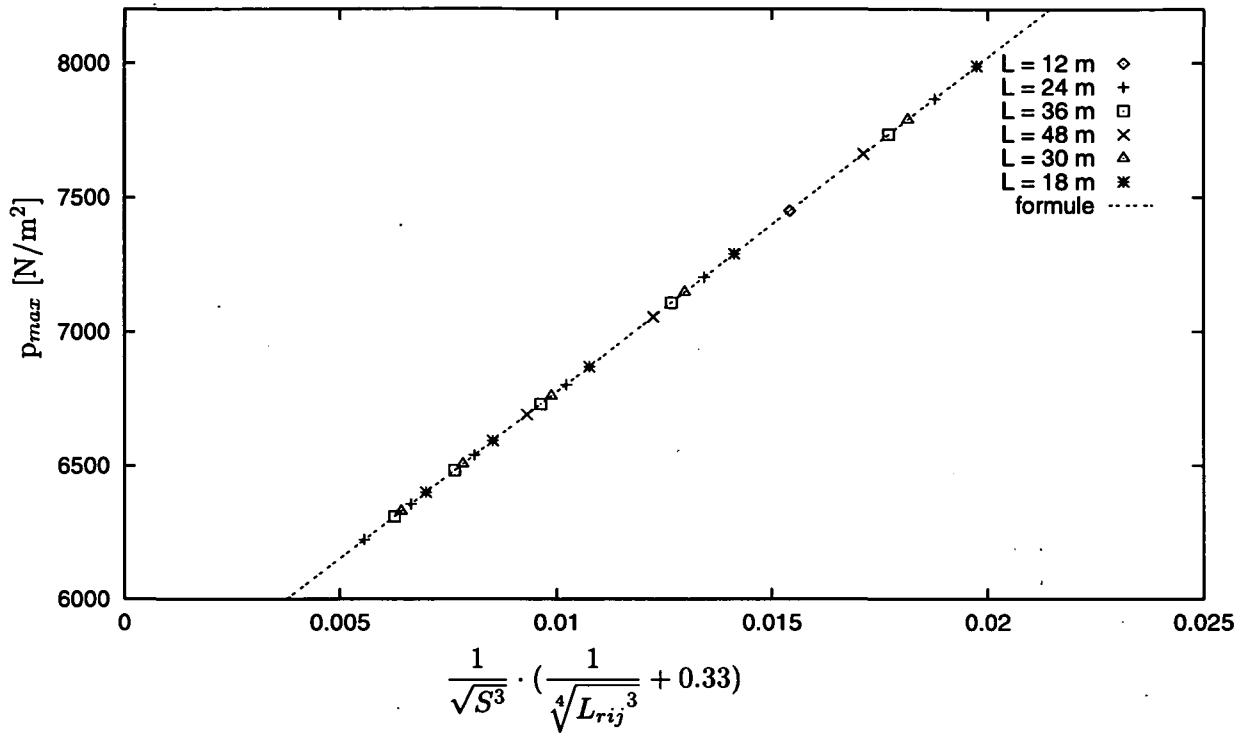
$$D_{nn,constr} = \frac{D_{nn,blok} \cdot D_{nn,voeg}}{n \cdot D_{nn,voeg} + (n + 1) D_{nn,blok}} \quad (8.4)$$

waarin n het aantal blokken is.

Uit de analytische afleiding bleek dat de maximale belasting afhankelijk was van de E-modulus van de constructie. E_{constr} kan bepaald worden uit de constructiestijfheid en bedraagt:

$$E_{constr} = D_{nn,constr} \cdot L_{rij} \quad (8.5)$$

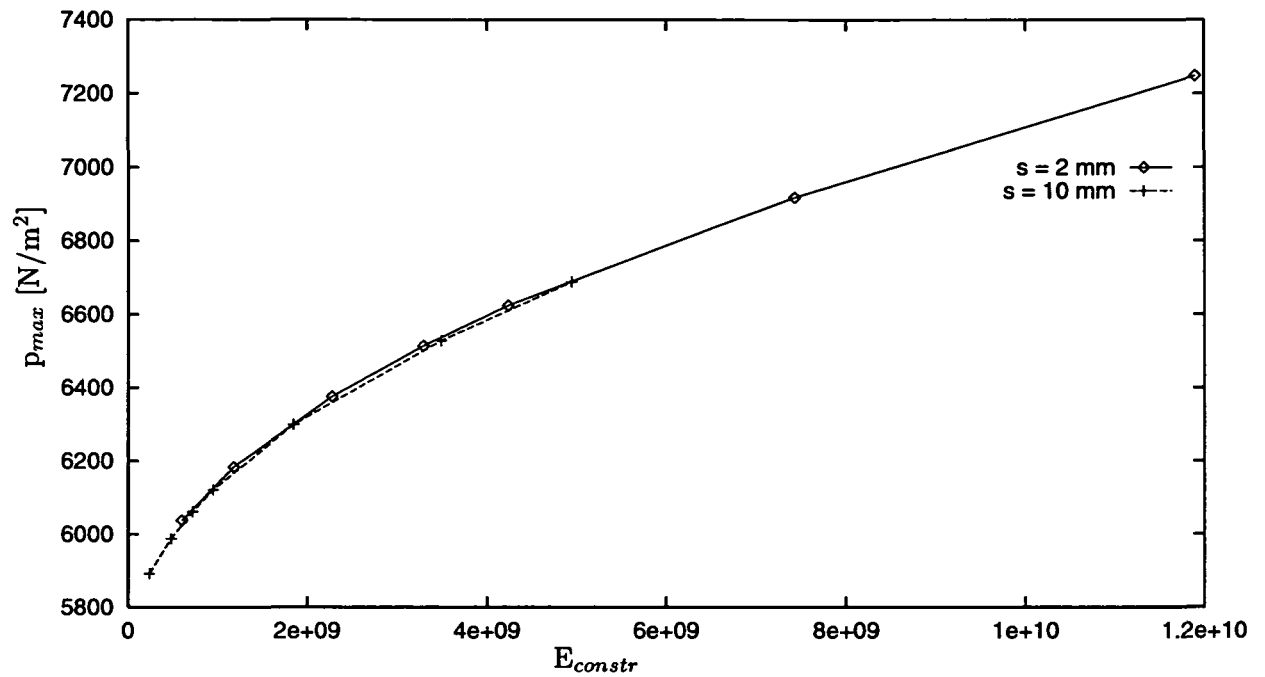
Worden de resultaten van p_{max} uitgezet als functie van deze E_{constr} wordt figuur 8.7 verkregen. Uit deze figuur blijkt dat er geen lineair verband bestaat tussen p_{max} en E_{constr}



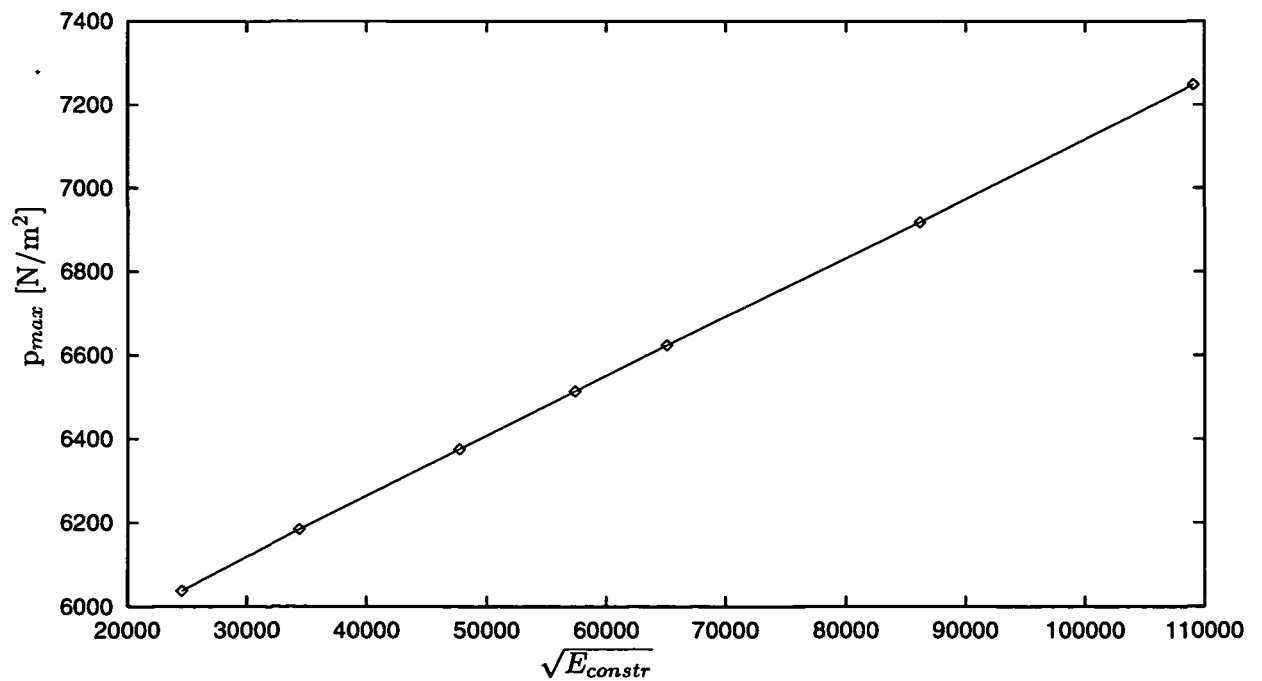
Figuur 8.6: Formule voor p_{max}

wat wel het geval is bij de analytische benadering. Om de relatie tussen deze twee parameters te bepalen worden de waarden van de x-as uit figuur 8.7 zodanig getransformeerd dat nagenoeg een rechte lijn wordt verkregen. Deze transformatie is te zien in figuur 8.8 waaruit blijkt dat p_{max} lineair afhankelijk is van $\sqrt{E_{constr}}$. Het functievoorschrift van deze lijn kan bepaald worden en bedraagt:

$$p_{max} = 14.3 \cdot 10^{-3} \sqrt{E_{constr}} + 5.6 \cdot 10^3 \quad (8.6)$$



Figuur 8.7: p_{max} als functie van E_{constr}



Figuur 8.8: p_{max} als functie van $\sqrt{E_{constr}}$

8.3 Uiteindelijke formule

Zoals eerder aangegeven kunnen formules (8.3) en (8.6) gecombineerd worden tot een uiteindelijk formule van p_{max} . Het eerste wat opvalt bij deze formules is dat de constanten ($\approx 5.5 \cdot 10^3$) nagenoeg gelijk zijn. Aan de hand van het analytische model is in te zien dat deze term veroorzaakt wordt door het eigen gewicht en kan dus geschreven worden als $\rho g \cos(\alpha) D$. Uit formule (8.3) blijkt dat p_{max} een functie is van L_{rij} en S waarbij opgemerkt moet worden dat E_{constr} constant is. Uit formule (8.6) blijkt dat p_{max} lineair afhankelijk is van $\sqrt{E_{constr}}$ waarbij L_{rij} en S constant zijn. Hierdoor kunnen de formules eenvoudig worden samengevoegd. Dit vindt plaats door de betreffende constante in de richtingscoëfficiënten te verwerken. De uiteindelijke formule wordt dan:

$$p_{max} = 3.6 \sqrt{\frac{E_{constr}}{S^3}} \left(\frac{1}{\sqrt[4]{L_{rij}^3}} + 0.33 \right) + \rho g \cos(\alpha) D \quad (8.7)$$

waarin:

$$E_{constr} = \frac{D_{nn,blok} \cdot D_{nn,voeg}}{n \cdot D_{nn,voeg} + (n + 1) D_{nn,blok}} \cdot L_{rij} \quad (8.8)$$

$$D_{nn,blok} = \frac{E_{blok}}{L} \quad D_{nn,voeg} = \frac{E_{voeg}}{s} \quad (8.9)$$

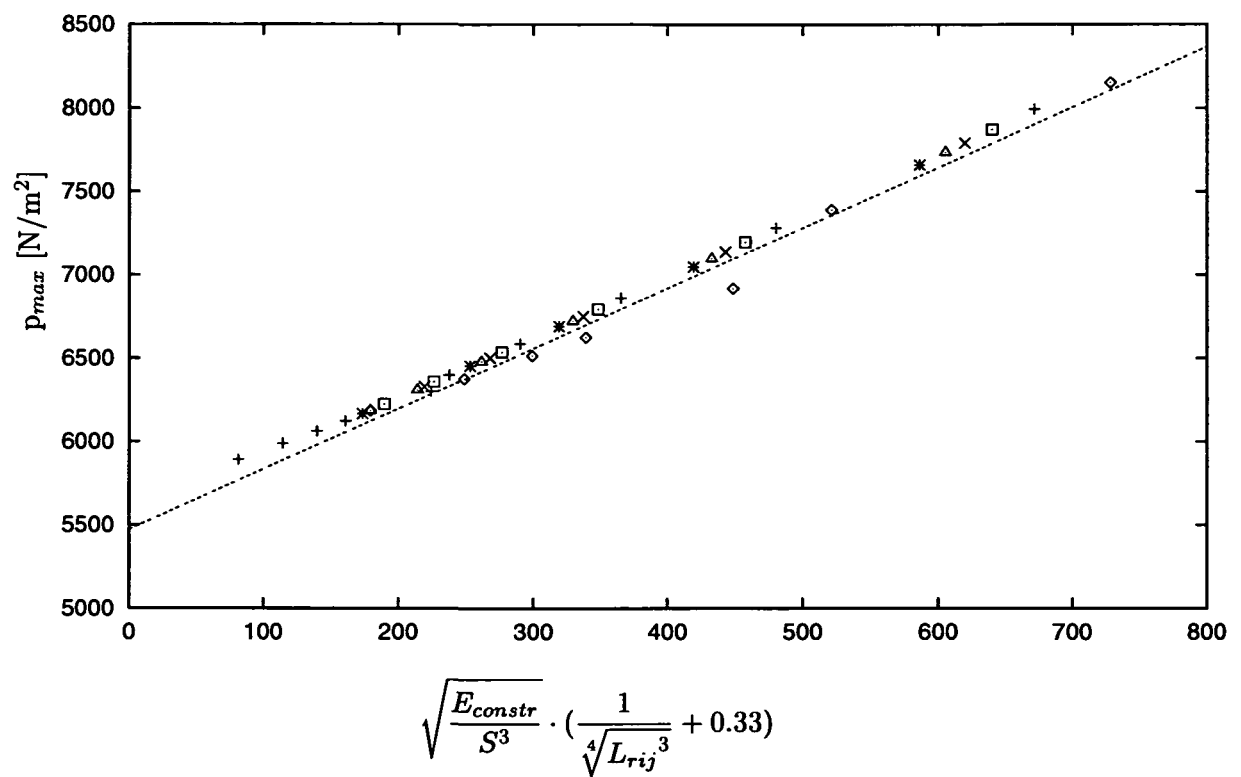
met n is aantal blokken; $n = \frac{L_{rij}}{L}$

Deze formule is afgeleid voor de in hoofdstuk 5 bepaalde parameter-waarden. In figuur 8.9 is de uiteindelijke formule van p_{max} weergegeven waarin tevens de DIANA-resultaten zijn te zien. De verschillen tussen beide p_{max} -waarden worden in de tabel op de volgende bladzijde uiteengezet.

Wordt de p_{max} -waarde volgens formule (8.7) omgerekend naar een belastingsfactor $f = (p_{max} / p_{eg})$ dan ontstaat de volgende vergelijking:

$$f = \frac{3.6}{\rho g \cos(\alpha) D} \sqrt{\frac{E_{constr}}{S^3}} \left(\frac{1}{\sqrt[4]{L_{rij}^3}} + 0.33 \right) + 1 \quad (8.10)$$

De eerste term van het rechter lid van deze formule geeft dus de extra belasting boven het eigen gewicht weer en is dus een maat voor het inklemeffect.



Figuur 8.9: empirische afgeleide formule van p_{max}

Variatie L_{rij} en S, E_{voeg} en s constant				
L_{rij} [m]	S [m]	p_{max} DIANA [N/m ²]	p_{max} formule [N/m ²]	verschil [%]
12	8	8152	8094	0.7%
	10	7390	7348	0.6%
18	8	7994	7889	1.3%
	10	7282	7202	1.1%
	12	6860	6788	1.0%
	14	6586	6516	1.1%
	16	6398	6327	1.1%
24	8	7872	7776	1.2%
	10	7196	7121	1.0%
	12	6794	6726	1.0%
	14	6536	6467	1.1%
	16	6358	6287	1.1%
	18	6224	6155	1.1%
30	8	7792	7703	1.1%
	10	7138	7068	1.1%
	12	6750	6686	0.9%
	14	6502	6436	1.0%
	16	6328	6261	1.1%
36	8	7736	7651	1.1%
	10	7098	7031	0.9%
	12	6722	6658	1.0%
	14	6478	6413	1.0%
	16	6308	6242	1.0%
	18	6184	6118	1.1%
48	8	7660	7582	1.0%
	10	7048	6982	0.9%
	12	6690	6621	1.0%
	14	6454	6384	1.1%
Variatie E_{voeg} en s, L_{rij} en S constant				
s [mm]	E_{voeg} · 10 ⁶ [N/m ²]	p_{max} DIANA [N/m ²]	p_{max} formule [N/m ²]	verschil [%]
2	5	6184	6118	1.1%
	10	6376	6368	0.1%
	15	6514	6549	-0.5%
	20	6624	6693	-1.0%
	40	6918	7089	-2.5%
10	5	5892	5765	2.2%
	10	5988	5885	1.7%
	15	6062	5976	1.4%
	20	6122	6052	1.1%
	40	6300	6279	0.3%

Hoofdstuk 9

Conclusies

Ter afsluiting van de numerieke modellering van steenzettingen worden in dit hoofdstuk de conclusies samengevat.

Ten aanzien van het analytische model van Rigter kan het volgende worden geconcludeerd:

- Het analytische model van Rigter is een aanzet geweest voor dit project en heeft het inklemgedrag vanuit de mechanica-kant toegankelijk gemaakt. Het model levert een bijdrage aan het voortschrijdend inzicht in het inklemgedrag van steenzettingen.
- Wanneer de uitgangspunten van het model van Rigter worden meegenomen in de modellering en er een numeriek equivalent opgesteld wordt, worden bij een grote lengte van de rij blokken dezelfde resultaten gevonden.
- De maximale belasting p_{max} die bij het analytische model gevonden wordt, is ten minste twee maal hoger dan de DIANA-waarde. De oorzaak hiervan schuilt in het feit dat het analytisch model gebaseerd is op een aantal aannames die niet stroken met het werkelijke gedrag van de steenzetting.
- De belangrijkste niet overeenkomende aanname is dat de steenzetting ten gevolge van een gelijkmatig verdeelde belasting een parabolische uitbuigingsvorm krijgt.
- Uit de analytische benadering blijkt dat de maximale uitwijking bij p_{max} alleen afhankelijk is van de blokhoogte D . Er geldt: $\delta_{p,max} \approx 0.4 D$. De DIANA resultaten bevestigen deze relatie. Hierbij moet worden opgemerkt dat er slechts berekeningen zijn gemaakt gebaseerd op Haringmanblokken met $D = 0.25$ meter. Er is dus geen variatiestudie verricht ten aanzien van de blokhoogte.

Naar aanleiding van de gemaakte variatiestudie toegepast op het numerieke model kan worden geconcludeerd dat p_{max} toeneemt bij:

- afname golfbreedte S
- toename constructiestijfheid (kleine s of grote E_{voeg})
- afname lengte van de rij blokken L_{rij}

Deze opsomming is gegeven in volgorde van belangrijkheid; een variatie van S heeft de grootste invloed op de p_{max} waarde.

De resultaten van de variatiestudies zijn verwerkt tot een empirisch afgeleide formule voor de belastingsfactor f :

$$f = \frac{3.6}{\rho g \cos(\alpha) D} \sqrt{\frac{E_{constr}}{S^3}} \left(\frac{1}{\sqrt[4]{L_{rij}^3}} + 0.33 \right) + 1$$

Deze formule is geldig voor de volgende parameter waarden:

$$\begin{array}{rclclcl} 12 \text{ m} & \leq & L_{rij} & \leq & 48 \text{ m} \\ 6 \text{ m} & \leq & S & \leq & 24 \text{ m} \\ 5 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2 \text{ (zand)} & \leq & E_{voeg} & \leq & 50 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2 \\ 2 \text{ mm} & \leq & s & \leq & 10 \text{ mm} \end{array}$$

Uit de variatiestudies blijkt tevens dat de belastingsfactor f tussen 1.1 en 1.4 varieert. In een extreme situatie waarbij de blokken koud tegen elkaar liggen, wordt een belastingsfactor gevonden die tussen 1.5 en 2.6 ligt. Deze waarden zijn dus aanzienlijk hoger. Het lijkt aantrekkelijk deze verhoogde sterkte in de praktijk te kunnen benutten.

Onder voorbehoud kan uit de variatiestudie met imperfecties geconcludeerd worden dat de gemiddelde voegstijfheid bepalend is in plaats van extremen.

In alle onderzochte model-situaties blijkt dat de constructie niet op afschuiving bezwijkt. Uit de controle blijkt dat als er bezwijken op afschuiving optreedt, dit plaatsvindt bij een belasting die een fractie groter is dan het eigen gewicht. Bij een grotere belasting komt de constructie weer in het veilige gebied; de V/N -verhouding neemt af. De kans op afschuiving neemt toe bij een afname van E_{constr} , L_{rij} , S , μ of een toename van de blokhoogte D .

Hoofdstuk 10

Aanbevelingen

Uit het numerieke onderzoek kunnen de volgende aanbevelingen en suggesties voor verder onderzoek worden gedaan:

1. Uit dit verslag komt duidelijk naar voren dat de voegstijfheid van groot belang voor het gedrag van de steenzetting is. Aangezien een reële waarde van deze voegstijfheid moeilijk is af te leiden, zal deze aan de hand van praktijk experimenten nader gekwantificeerd moeten worden.
2. Daar bij de studie van A.S.J. Suiker naar inklemeffecten in de dwarsrichting een zeer hoge voegstijfheid is aangenomen, is het zinvol deze studie met een realistische voegstijfheidswaarde uit te voeren of een variatiestudie voor de voegstijfheid te verrichten.
3. De blokhoogte D is bij het numerieke model niet gevarieerd. Uit het model van Rigter blijkt echter dat D een belangrijke parameter is. Aanbevolen wordt deze variatiestudie alsnog te verrichten om zodoende de invloed hiervan te bepalen.
4. De interactie tussen de onder- en bovenliggende rij blokken is niet verdisconteerd. Aan de hand van een 3 dimensionale modellering kan onderzocht worden wat het effect hiervan is. Tevens kunnen met dit model de volgende belangrijke aspecten worden onderzocht:
 - invloed blokverband
 - daadwerkelijke golfaanval simuleren door middel van dynamische belasting
5. Aangezien de constructie zich geometrisch niet-lineair gedraagt en er dus sprake is van een doorslagmechanisme, is het waarschijnlijk dat een holle vorm van het talud een gunstige invloed heeft op de sterkte. Nader onderzoek kan dit bevestigen.
6. Als golfbelasting is het positieve gedeelte van een sinusvorm aangenomen. De vraag rijst in hoeverre een ander belastingspatroon invloed op het inklemgedrag heeft.

N.B. Medio eind 1996 zal er met betrekking tot numerieke modellering van steenzettingen een separaat rapport door TNO-Bouw uitgebracht worden. In dit rapport wordt een evaluatie van de studies in zowel dwars- als langsrichting gegeven. De aanbevelingen zullen dan gecombineerd worden.

Referenties

- [1]. Bakker, H.L., *Horizontale krachten in steenzettingen*. Delft, 1991, notitie N562, Dienst Weg en Waterbouwkunde.
- [2]. Suiker, A.S.J., *Inklemmeffecten bij steenzettingen op dijken. Eindige-elementenstudie naar geometrisch- en fysisch niet-lineair gedrag van blokkenmodellen*. Rijswijk, 1995, TU Delft rapport nr. 03.21.0.31.09, TNO Bouw rapport nr. 95-NM-R0253.
- [3]. Rigter, B.P., *Inklemming van los blok*. Delft, 1995, nota A2.95.56, Dienst Weg- en Waterbouwkunde.
- [4]. Rigter, B.P., *Inklemming van blokken in een rij*. Delft, 1995, nota A2.95.61, Dienst Weg- en Waterbouwkunde.
- [5]. Borst, R. de, *Computational Methods in Non-linear Solid Mechanics*. Delft, 1993, collegedictaat TU Delft, Faculteit der Civiele Techniek.
- [6]. CUR *Handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen*. Gouda, 1992, CUR-rapport 155.
- [7]. Adel, H. den, Bezuijen, A., *Mechanische sterkte toplaag*. Delft, 1994, CO-346070/21, Grondmechanica Delft.
- [8]. Fugro, *Natuurmetingen op meetlocatie Colijnsplaat*. Leidschendam, 1994, N-0099, Fugro Ingenieursbureau b.v.