

Invloed van verbindingdetails op het gedrag van voorgespannen holle welfsels onderworpen aan membraanwerking

Laurens Demol, Robbe De Groote

Studentennummers: 01805037, 01807192

Promotoren: prof. dr. ir. Robby Caspeelee, prof. dr. ir. Wouter De Corte

Begeleider: Thomas Thienpont

Masterproef ingediend tot het behalen van de academische graad van
Master of Science in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Academiejaar 2021-2022

Invloed van verbindingsdetails op het gedrag van voorgespannen holle welfsels onderworpen aan membraanwerking

Laurens Demol, Robbe De Groote

Studentennummers: 01805037, 01807192

Promotoren: prof. dr. ir. Robby Caspeelee, prof. dr. ir. Wouter De Corte

Begeleider: Thomas Thienpont

Masterproef ingediend tot het behalen van de academische graad van
Master of Science in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Academiejaar 2021-2022

Dankwoord

Dit onderzoeksrapport werd geschreven in het kader van de opleiding Master of Science in de industriële wetenschappen: bouwkunde. De verwezenlijking van deze masterproef is het sluitstuk van deze opleiding en werd mogelijk gemaakt door een aantal personen, die we hieronder graag even bij name willen noemen en bedanken.

Vooreerst onze oprechte dank aan Prof. dr. ir. Wouter De Corte en Prof. dr. Robby Caspeele voor de begeleiding betreffende de opbouw van de masterproef. Beide personen hebben ons in de correcte richting gestuurd over hoe we deze masterproef het beste aanpakken en waarop moest gefocust worden. Verder bedankt voor de tussentijdse feedback die we kregen. Op deze manier kon tijdig bijgestuurd worden waar nodig.

Een speciaal dankwoord gaat uit naar onze begeleider Thomas Thienpont voor de permanente begeleiding van het onderzoek. De heer Thienpont stond dagelijks paraat om onze vragen te beantwoorden. Verder werd er op regelmatige basis een bijeenkomst op de campus ingepland waar we onze voortgang konden voorleggen. Daarna kregen we van dhr. Thienpont steeds opbouwende feedback. Enerzijds wisten we zo welke zaken al goed in elkaar zaten, anderzijds wisten we meteen waar nog verfijning nodig was.

Ten slotte nog een dankwoord aan familie en vrienden voor de steun en het helpen oplossen van kleine praktische problemen.

Toelating tot bruikleen

“De auteurs geven de toelating deze masterproef voor consultatie beschikbaar te stellen en delen van de masterproef te kopiëren voor persoonlijk gebruik. Elk ander gebruik valt onder de bepalingen van het auteursrecht, in het bijzonder met betrekking tot de verplichting de bron uitdrukkelijk te vermelden bij het aanhalen van resultaten uit deze masterproef.”

“The authors give permission to make this master dissertation available for consultation and to copy parts of this master dissertation for personal use. In all cases of other use, the copyright terms have to be respected, in particular with regard to the obligation to state explicitly the source when quoting results from this master dissertation.”

03/06/2022

Toelichting in verband met het masterproefwerk en de mondeling uiteenzetting

“Deze masterproef vormt een onderdeel van een examen. Eventuele opmerkingen die door de beoordelingscommissie tijdens de mondelinge uiteenzetting van de masterproef werden geformuleerd, werden niet verwerkt in deze tekst.”

“This master's dissertation is part of an exam. Any comments formulated by the assessment committee during the oral presentation of the master's dissertation are not included in this text.”

Abstract

Invloed van verbindingdetails op het gedrag van voorgespannen holle welfsels onderworpen aan membraanwerking

Robbe De Groote en Laurens Demol

Begeleider: ing. Thomas Thienpont

Promotoren: prof. dr. ir. Robby Caspee, prof. dr. ir. Wouter De Corte

Masterproef ingediend tot het behalen van de academische graad van Master of Science in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Vakgroep: bouwkundige constructies en bouwmaterialen

Faculteit Ingenieurswetenschappen en Architectuur

Academiejaar 2021-2022

Samenvatting

Bij extreme belastingssituaties ten gevolge van onvoorziene omstandigheden ontstaat in dragende betonelementen een significante reserve in draagkracht ten gevolge van alternatieve draagwegen via drukmembraanwerking. Het bevorderend effect van de drukmembraanwerking op de draagkracht van gewapende betonplaten wordt al enkele decennia onderzocht. Naar het effect van drukmembraanwerking op de draagcapaciteit van voorgespannen holle betonwelfsels is echter nog maar beperkt onderzoek gevoerd. Het ontwerp en de uitvoering van de aansluitingsdetails van een prefab holle plaatvloer is van groot belang om ervoor te zorgen dat de vloer als één samenhangend geheel kan werken. De invloed van de verbindingdetails op de supplementaire draagcapaciteit die kan ontstaan ten gevolge van de membraanwerking in de voorgespannen holle welfsels, wordt onderzocht door het ontwikkelen van gedetailleerde numerieke modellen. Hierdoor kan het ontwerp van de constructie en de aansluitingsdetails aanzienlijk verbeterd worden. De resultaten worden vergeleken met eerder gevoerd experimenteel en numeriek onderzoek naar de drukmembraanwerking in voorgespannen holle welfsels. Tot slot wordt een parameterstudie uitgevoerd waarbij wordt gefocust op de supplementaire draagcapaciteit die ontstaat wanneer enkele eigenschappen van het ontwerp gewijzigd worden.

Sleutelwoorden: drukmembraanwerking, voorgespannen holle welfsels, niet-lineaire eindige elementenanalyse, draagcapaciteit

Influence of connection detailing on the behaviour of prestressed hollow core slabs subjected to membrane action

Authors: Robbe De Groote & Laurens Demol

Abstract

During extreme loading situations due to unforeseen circumstances, a significant reserve in load-bearing capacity is created in supporting concrete elements as a result of alternate load paths via compressive membrane action (CMA). The effect of CMA on the load-bearing capacity of reinforced concrete slabs has been investigated for several decades. However, the effect of CMA on the load-bearing capacity of prestressed hollow core concrete slabs has only been investigated to a limited extent. The design and construction of the connection details of a precast hollow core floor is of great importance to ensure that the floor can work as a whole. The influence of the connection details on the additional load-bearing capacity that can arise because of the CMA in the prestressed hollow core slabs is investigated by developing detailed numerical models. This allows the design of the structure and the connection details to be improved considerably. The results are compared with earlier experimental and numerical research on CMA in prestressed hollow core slabs. Finally, a parametric study is carried out, concentrating on the increased load-bearing capacity that occurs when certain of the design properties are altered.

Keywords: compressive membrane action, prestressed hollow core slabs, non-linear finite element analysis, load-bearing capacity

Introduction

In the past, catastrophic building collapses have led to the recognition to further investigate resistance to progressive collapse and to improve the design against progressive collapse. In the current design guidelines, important aspects such as the CMA in supporting concrete elements are not taken into account. The current trend towards extensive optimisation of the structural design and the trend towards speeding up the construction process are resulting in a further reduction of resistance to progressive collapse [1].

Prestressed hollow core slabs are frequently used today because of their smart design, efficient production and easy installation. The design and construction of the connection details is of great importance to ensure that

the floor can work as a whole. The connections must be capable of transmitting tensile, compression, bending and shear forces. CMA in prestressed hollow core slabs and the additional load-bearing capacity that it provides in case of extreme loading situations are hardly investigated. By developing detailed numerical models, the design of the structure and the connection details can be improved considerably.

In this study, different connection details were modelled in the finite element software Abaqus/CAE. The effect of the connection detail on the supplementary load-bearing capacity that arises in prestressed hollow core slabs at extreme loads is analysed. A parametric study focuses on the load-bearing capacity that arises by changing some of the design properties.

Background

Concrete elements such as slabs and beams are dimensioned assuming small deformations theories. In practice, these elements are typically part of a larger structure, and the interactions between the different structural members in the structure enable activation of membrane actions. This effect is not taken into account when only small deformations are assumed [2]. Transverse deflection in concrete members results in upward movement of the neutral axis due to cracking in the tensile zone. This leads to a net tensile strain at the member's mid-depth and elongation of the member. This elongation will be partly prevented by the lateral stiffness of the surrounding structure. If this expansion is prevented, the development of arching forces increases the strength of the concrete element, this phenomenon is called compressive membrane action [2]. The arching effect is caused by the fact that the pressure line of the in-plane compressive forces in the mid-span of the member is located higher than the working line of the compressive forces at the ends [3], see Figure 1. The vertical component of the compressive arching forces in the member results in an increased resistance to applied loads [4].

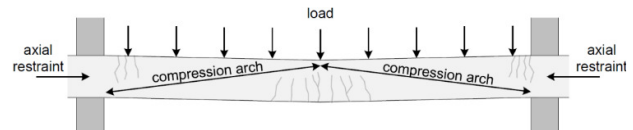


Figure 1: CMA principle [2]

Thienpont et al. [2] have already conducted research on the CMA that occurs in prestressed hollow core slabs. Two set-ups were experimentally tested and verified with a numerical model.

In the first set-up, a slab with a span of 8.40 metres is placed on two supports and subjected to a four-point bending test until failure, see Figure 2. The supports are located 3.2 metres from the slab ends. The second set-up is the same, with the difference that the slab is restrained at the ends by a HEA360 profile that pushes against a concrete block via two force cells, see figure

2. In this way the horizontal expansion of the slab resulting from the vertical load is counteracted. With the force cells it's possible to measure the horizontal reaction force during loading. At 2.4 metres from the slab ends, profiles are placed on top and anchored in the floor to prevent upward deflection of the slab.

The loading on the slab is provided by two hydraulic jacks, each with a capacity of 500 kN. In the first phase, the load is increased by 75 N/s to a force of 200 kN. After that, the load is continued until failure at a rate of 0.05 mm/s. In order to distribute the load uniform across the entire width, a HEB200 profile was placed between the jacks and the slabs.

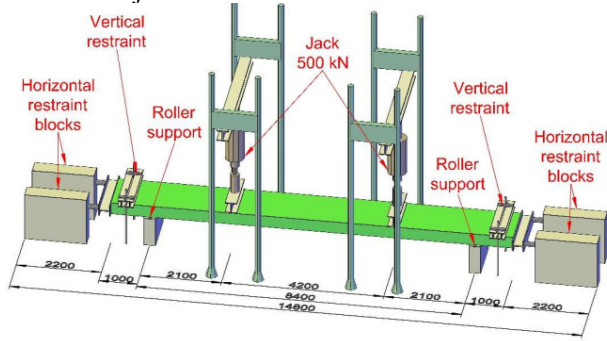


Figure 2: restrained four-point bending test setup [2]

The first setup was tested once (HC3), while two tests were conducted on the second setup (HC1 & HC2). In what follows, the first setup is described as the 'unrestrained model' and the second setup (HC2) as the 'restrained model'. The load-bearing capacity of the restrained model is compared with that of the unrestrained model. The results show that restraining the horizontal displacement causes compressive membrane action, which results in a higher load-bearing capacity

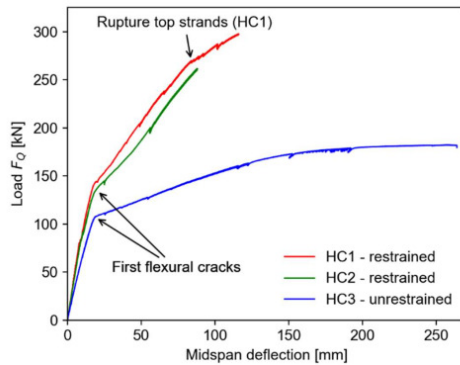


Figure 3: load versus midspan deflection curve of restrained and unrestrained tests [2]

It is clear from Figure 3 that the load-bearing capacity of the restrained model is higher than that of the unrestrained model. For the unrestrained model, the experiment was stopped prematurely because the maximum extension of the hydraulic jacks was reached. It was concluded that the presence of a rigid surrounding structure leads to a much higher load-

bearing capacity of the prestressed slabs. Despite the presence of the hollow cores, a significant amount of CMA is built up in the webs of the slab. Finally, it was found that the deflection at which the slabs fail is significantly smaller when the horizontal expansion is restrained. The restrained models fail due to shear in the webs, this is called web shear failure. This is a failure mechanism whereby the tensile strength of the concrete is reached at the location of the compression arcs, resulting in a brittle fracture. The unrestrained model, on the other hand, fails with a smaller force and a large deflection. The flexural cracks observable in this model indicated a ductile failure.

After the experimental tests had been carried out, a finite element method (FEM) model was created for each set-up. The accuracy of the numerical models was checked against the experimental values. Once the numerical models showed a good correlation with the experimental values, a more detailed structural analysis could be carried out from them. In this study, these FEM models are compared with the FEM models in which connection details of the prestressed slab are modelled. The supplementary load-bearing capacity due to compressive membrane action of the different models is compared.

Modelling

In this study, three different connection details are modelled. In all three models, a prestressed slab (HC320) with a span of 8.55 m is used, which is placed on two beams. Figure 4 shows the geometry of the slab, which was simplified for easy modelling in Abaqus/CAE.

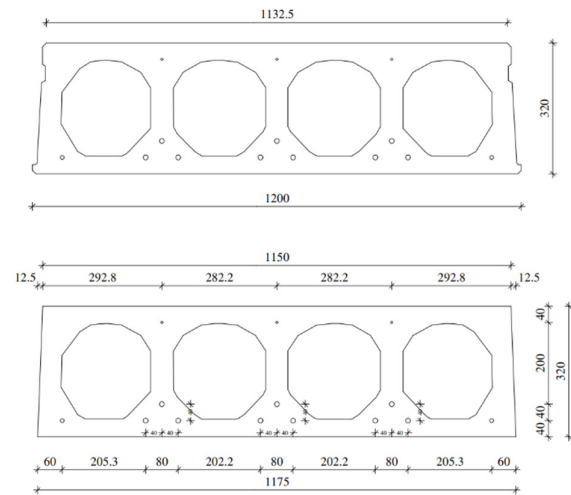


Figure 4: cross section HC320 slab (top) [5], simplified cross section of the HC320 slab (bottom)

Model I

In the first connection detail, the slab is simply supported (100 mm) on a T-beam. The space of 20 mm between the slab and the T-beam is grouted. Figure 5 shows the connection detail of model I.

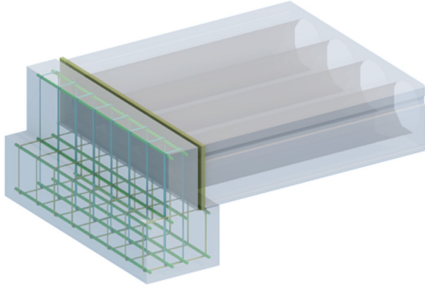


Figure 5: 3D view, model I

Model II

The second connection detail that is verified is the same as model I with the difference that connecting rods are placed in the outer hollow cores to connect different spans, see Figure 6. Furthermore, the beam has a rectangular cross section with protruding longitudinal and transverse reinforcement. The slabs are again laid on 100 mm and the space between two slabs is grouted. The hollow cores in which the connecting rods are placed are grouted.

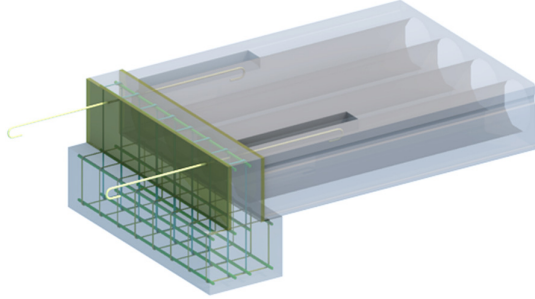


Figure 6: 3D view, model II

Model III

Finally, a third model is made that is similar to model II. Because in model II it is assumed that the grout in the hollow cores is perfectly attached to the slab, no account is taken of shrinkage that may occur. To model the non-optimal connection between the grout and the slab, the outer 10 mm of the grout is provided with degraded strength properties. The strength of the outer edge is modelled with a characteristic cylinder compressive strength (f_{ck}) of 5 % compared to model II.

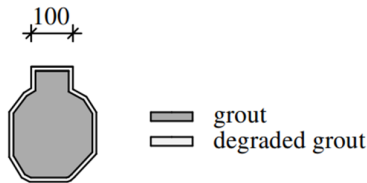


Figure 7: principle degraded grout, model III

Methodology

There are two steps in the numerical calculation procedure to evaluate the flexural capacity. First, the prestressing force is numerically applied to the concrete section. In Abaqus/CAE, the prestress on the strands is

applied using the predefined field option. The prestress is then released, causing shortening and upward bending. In a next step, two line loads are applied at equal distances from the support to simulate a four-point bending test [6].

Material model concrete

In order to compare the load-bearing capacity of the different models with the study by Thienpont et al. [2], the same material model for concrete is used. The plasticity parameters used in the concrete damaged plasticity (CDP) model are shown in Table 1.

Table 1: plasticity parameters concrete, CDP model

plasticity parameters	Value according to the Abaqus manual [7]	Selected value in this study
Ψ	28° - 36°	30°
ϵ	0,10	0,10
f_{b0}/f_{c0}	1,16	1,16
K_c	2/3	2/3
μ	0	0,00001

The stress/strain relationship of concrete in compression depends on the selected concrete strength grade and is determined by means of a mathematical model according to NBN EN 1992-1-2 [8]. The behaviour of concrete in tension is based on *fib* model code 2010 [9].

Material model grout

On the one hand, grout 1 is used, which has the same plasticity parameters as the concrete of the slab, but a lower concrete strength grade. For the behaviour of grout in compression and tension, use is again made of NBN EN 1992-1-2 [8] and *fib* model code 2010 [9], respectively.

On the other hand, grout 2 and grout 3 are used that have different plasticity parameters compared to those used for the concrete of the slab. The values for the plasticity parameters being based on earlier research with grout [10] [11]. However, there are doubts with regard to the reliability of the f_{b0}/f_{c0} -ratio from the research of Rosyidah et al. [11]. Therefore, it is opted to mainly continue working with grout 1 for this research.

Table 2: plasticity parameters grout, CDP model

Parameter	Grout 1	Grout 2	Grout 3
Source	/	[10]	[11]
f_{cm} [N/mm ²]	48	87,6	73
Poisson-factor (ν)	0,2	0,2	0,2
Dilatation angle (ψ) [°]	30	38	38
Eccentricity (ϵ)	0,1	0,1	0,1
Ratio f_{b0}/f_{c0}	1,16	1,16	1,46
Parameter K_c	0,67	0,67	0,7
Viscosity parameter (μ)	0,00001	0,00001	0,00001

Material model steel

The material behaviour of prestressing steel is modelled according to a bilinear stress/strain relationship. The first linear part is the linear elastic behaviour of the prestressing steel up to the 0.1% proof stress ($f_{p0.1k}$). After this, the second linear part starts, which runs up to the characteristic tensile strength (f_{pk}). After reaching the characteristic strain at maximum load (ϵ_{puk}), the value of the stress immediately drops to 20 N/mm². This sudden drop ensures that it is graphically visible where the prestressing strands fail, without the model getting numerically unstable.

The material behaviour of the reinforcement steel is modelled according to a linear elastic stress/strain relationship. The steel is modelled according to Hooke's law.

Table 3: material properties prestressed strands & reinforcement steel

	E_s [MPa]	ν	ϵ_{uk}	f_{pk} [MPa]	$f_{p0.1k}$ [MPa]
strands	195 000	0,3	0,05	1860	1674
reinforcement steel	210 000	0,3	0,05	/	/

Boundary conditions

As previously mentioned, membrane forces occur in transversely loaded prestressed hollow core slabs of which the elongation of the slab is partially prevented by the stiffness of the adjacent structure. This leads to a remarkable increase of the load-bearing capacity of the concrete element. In order to take this additional load-bearing capacity into account, boundary conditions are imposed so that a rigid surrounding is simulated.

Two rigid plates are added on both ends of the member, as depicted in Figure 9. The rotations of these restraint plates are fully restrained in all degrees of freedom. Furthermore, the translation of the plates is also inhibited in all but one direction, i.e. the direction parallel to the span. This movement needs to be restrained [6].

This is achieved by means of a linear spring between the ends of the slab and a fixed reference point. Different spring constants (K) can be assigned to this spring, depending on how stiff the surrounding structure needs to be modelled. The spring is modelled in such a way that it does not exert any forces on the slab when it moves inwards, see Figure 8. The spring will therefore only develop a reaction force if it is subjected to a compression force. This is desirable when researching the compressive membrane effect of the slab.

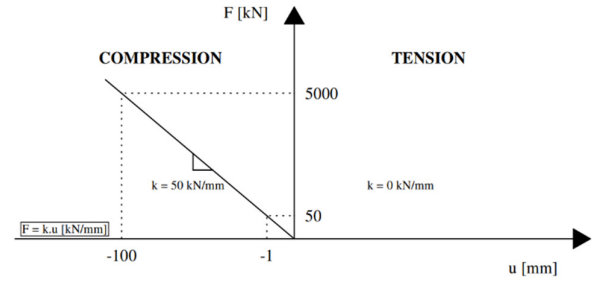


Figure 8: linear spring behaviour

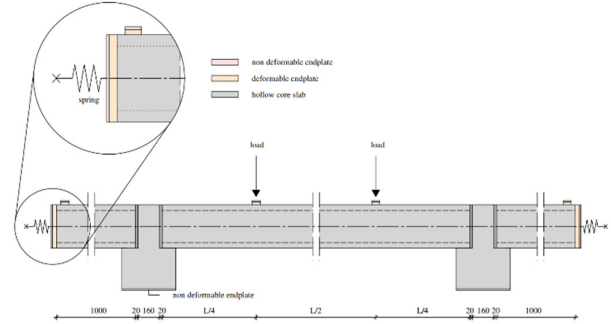


Figure 9: schematic view of boundary conditions and linear spring principle

Results

Model I

Figure 10 shows the load-displacement and the horizontal reaction force-displacement curves of the four-point bending test of model I at a spring constant of 50 kN/mm. This model has a span of 8.55 m. The concrete strength grade of the slab is C50/60 and has an average cylinder compressive strength (f_{cm}) of 58 N/mm². The grout that's used has an f_{cm} of 48 N/mm². Furthermore, the strain at break of the prestressed strands is 5%.

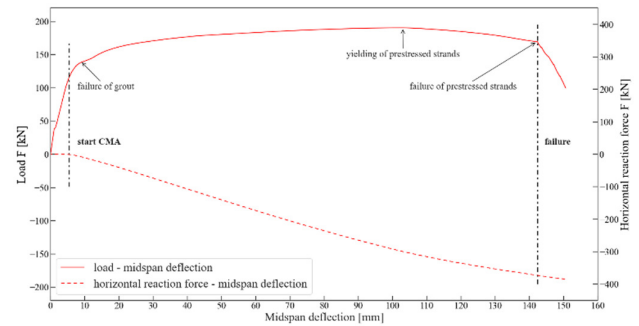


Figure 10: load-displacement and horizontal reaction force-displacement curves, model I ($K = 50$ kN/mm)

A linear elastic relationship can be observed with increasing load. The straight line is followed until the first cracks in the grout occur as a result of tensile stress. This tensile stress is caused by the deflection of the ends of the hollow core slab (HCS). From this moment on, the CMA in the HCS starts. Shortly afterwards, the first flexural cracks occur at the centre of the span. The deflection further increases with increasing load up to a

maximum value ($F_{v,max}$) of 190.38 kN and corresponding deflection of 102.96 mm. At the same time, the lower prestressed strands reach the yield strength of 1674 N/mm². From then on, the strands are plastically deformed. At a load of 169.21 kN, the tensile strength of 1860 N/mm² is reached and the HCS fails due to the rupture of the strands. The horizontal force ($F_{h,max}$) that is reached just before failure is equal to 376.10 kN.

Figure 11 shows the same model with a spring constant of 250 kN/mm. A different load-displacement curve is noticeable. Again, there is a linear relation between load and deflection until cracks appear in the grout.

From then on the horizontal reaction force increases linearly. The increase of the horizontal reaction force is an indication of the size of the CMA. At a horizontal reaction force of 871 kN, the hollow core slab reaches its maximum load-bearing capacity of 245 kN. The HCS fails due to shear in the webs.

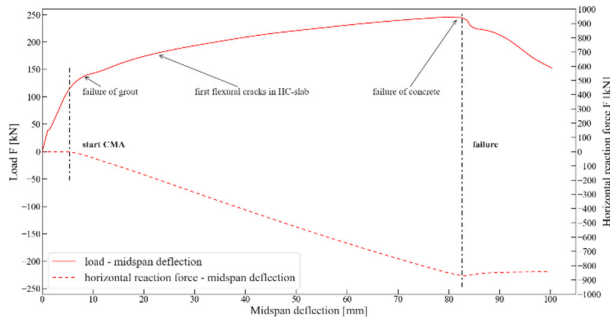


Figure 11: load-displacement and horizontal reaction force-displacement curves, model I ($K = 250$ kN/mm)

Model II

The same analysis is carried out for model II. The addition of continuous connecting rods leads to higher load capacities. Figure 12 shows this for a spring rate of 50 kN/mm. The connecting rods have a diameter of 16 mm and a concrete cover of 40 mm. The other parameters are the same as in model I.

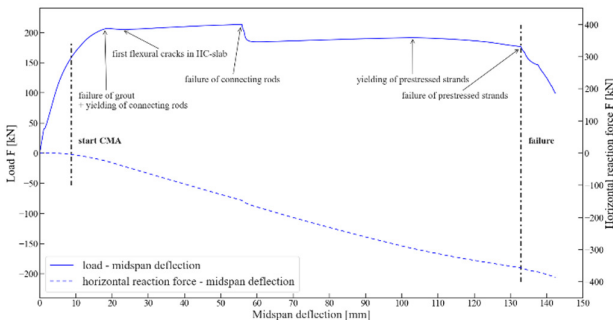


Figure 12: load-displacement and horizontal reaction force-displacement curves, model II ($K = 50$ kN/mm)

A detachment will occur between the grout in the tabular voids and the grout above the concrete beam. The connecting rod that is placed through both grout parts will hold the grout together. Both grout parts will

more separate as the deflection increases, causing the tensile stress in the rod to continuously increase. Because the connecting rods take all the tensile force, the steel starts to yield. At the same time, the first flexural cracks appear at the bottom of the HCS. When the load further increases, the rods are stretched until the ultimate strain is reached, the connecting rods fail. Just before failure of the connecting rods the $F_{v,max}$ reached 213.48 kN. The deflection at that moment is equal to 62.55 mm. Because the connection rods don't contribute anymore, the HCS continues to deflect due to a force that is lower than $F_{v,max}$. From then on, the curve coincide with model I. The horizontal reaction force increases at the moment of the failure of the connection rods and is equal to 356.08 kN.

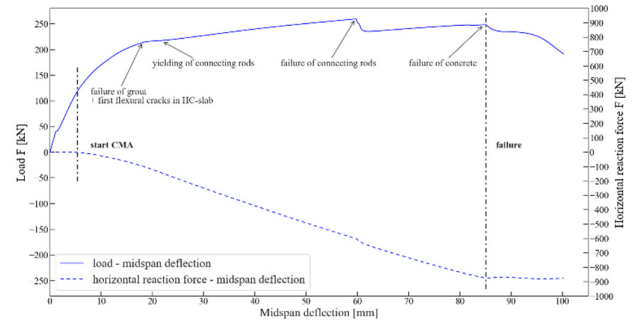


Figure 13: load-displacement and horizontal reaction force-displacement curves, model II ($K = 250$ kN/mm)

Figure 13 shows the curves of model II at a spring constant of 250 kN/mm. At a load of 130 kN, cracks appear in the grout and the CMA starts. The behaviour changes when the grout fails because the tensile stresses are exceeded. From this moment on, the connecting rods must hold the grout together, causing the tensile stresses in the steel to increase and these rods to start yield. Shortly after reaching the maximum force of 259.48 kN and the corresponding deflection of 59.69 mm, the connection rods fail. At this moment an increase of the horizontal force occurs. Afterwards, the stress in the concrete continues to build up until the tensile strength of 4.07 N/mm² is reached and the HCS fails due to web shear. The horizontal reaction force at failure equals 875.72 kN

Model III

Figure 14 and 15 show the load-displacement and the horizontal reaction force-displacement curves of model III, respectively for a spring constant of 50 and 250 kN/mm. At the start of the load, the grout immediately reaches the tensile strength (f_{ctm}), which causes detachment between the HCS and the grout in the voids. Furthermore, with increasing load, a detachment between the grout in the voids and the grout above the beam will occur. Both grout components will further separate from each other with increasing load. In this case, the grout backfill will not entirely follow the movement of the HCS due to the shrinkage that has occurred. This grout will stay more in place than the

HCS because of the detachment between both. As a result, the tensile stress in the connection rod will increase more slowly, causing the connection rod to fail at a higher load compared to when there is a perfect connection between grout in the voids and the HCS. At a spring constant of 50 kN/mm and 250 kN/mm, the connection rod respectively fails at a load of 214.30 kN and 262.78 kN. After the failure of the connecting rod the curves coincide again with those of model I.

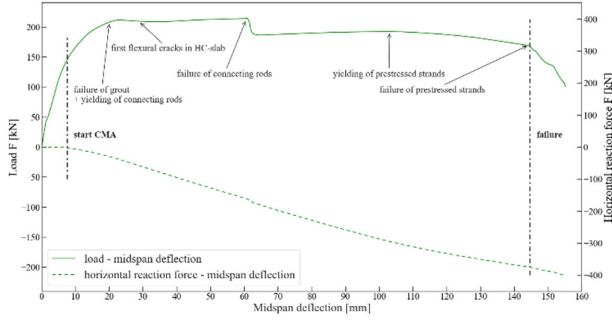


Figure 14: load-displacement and horizontal reaction force-displacement curves, model III ($K = 50$ kN/mm)

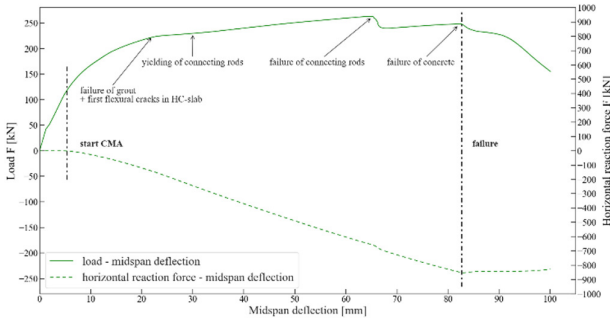


Figure 15: load-displacement and horizontal reaction force-displacement curves, model III ($K = 250$ kN/mm)

Comparison of different models at $K = 50$ kN/mm

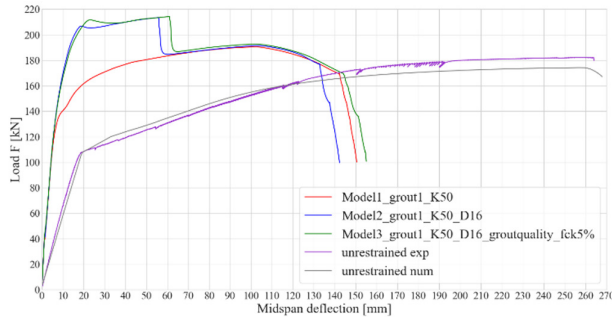


Figure 16: load-displacement curves ($K = 50$ kN/mm) of model I, model II, model III and unrestrained models

It can be concluded that a surrounding structure with a certain stiffness has a beneficial effect on the bearing capacity. For model I, where the surrounding structure is modelled at a spring constant of 50 kN/mm, the load capacity increases by 9.31% compared to the unrestrained model. When connecting rods are used between two spans, the increase turns out to be about 23%. At a spring constant of 50 kN/mm, the models fail

due to reinforcement failure of the lower prestressed strands.

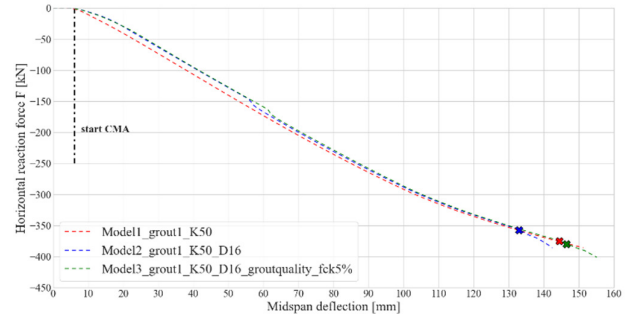


Figure 17: horizontal reaction force-displacement curves ($K = 50$ kN/mm) of model I, model II and model III

The horizontal reaction force-displacement curves as shown in Figure 17 follow almost the same linear progression, but are distinguished by the horizontal reaction force at the moment of failure. The addition of connecting rods reduces the horizontal force by approximately 13 kN compared to model I for the same deflection due to the tension absorbed by the connecting rods at the support. The value of the horizontal force equals the horizontal force of model I once the connecting bars have failed.

Comparison of different models at $K = 250$ kN/mm

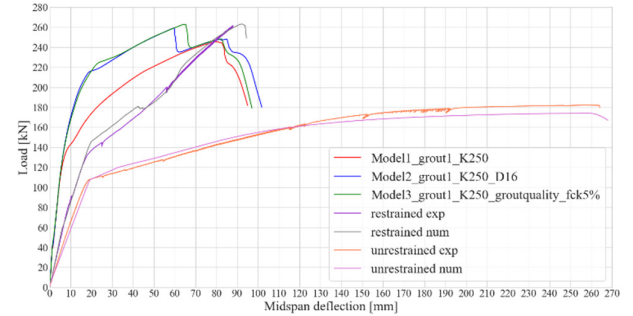


Figure 18: load-displacement curves ($K = 250$ kN/mm) of model I, model II, model III, unrestrained models and restrained models

The restrained model achieves the highest load capacity. Model I has a load-bearing capacity that is 6.72% lower than the restrained model due to a greater freedom of expansion at the ends of the HCS. Model II only decreases by 1.45%. After the connection rods have failed, model II and model III follow the vertical load-displacement curve of model I. In contrast, where the spring constant is 50 kN/mm, these models fail due to web shear.

For the numerical models, the CMA occurs at the same deflection. For the restrained experiment, this is at a larger deflection due to a smaller bending stiffness. The reason behind this is the difference in tensile and compressive behaviour of the concrete that is used for the HCS in the numerical models and the experimental tests. In the restrained experiment, a smaller increase of the horizontal reaction force occurs at the start of the

CMA, thereafter it increases linearly as a function of deflection. The addition of connecting rods causes a reduced horizontal force of about 37 kN compared to model I for the same deflection.

The value of the horizontal force becomes again approximately equal to the model I equivalent once the connecting rods have failed.

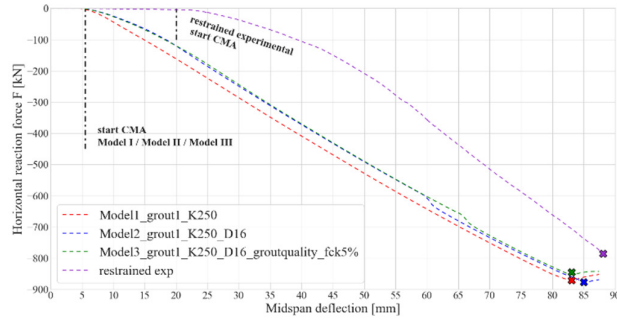


Figure 19: horizontal reaction force-displacement curves ($K = 250 \text{ kN/mm}$) of model I, model II, model III and restrained experimental model

Parametric study

In the parametric study, the effect of a changing span, concrete strength class of the HCS and the strain at break of the prestressed strands are investigated for Model I. For Model II, the effect of varying diameter and concrete cover over the connecting rods is examined. In Model III, the influence of shrinkage of the grout backfill is verified. For each model this is checked at different spring constants.

Figure 20 shows the load-displacement curves of model I at different spring constants. It can be concluded that the influence of the spring constant has a large effect on the maximum load capacity. This is due to the greater CMA that occurs in the HCS. This can also be seen in Figure 21 which shows the corresponding horizontal reaction forces as a function of the deflection.

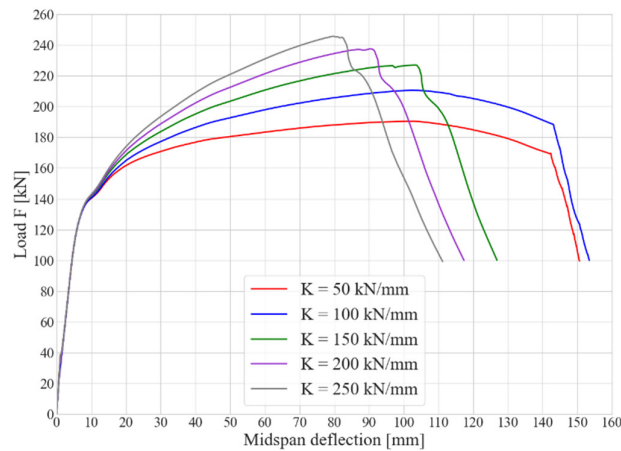


Figure 20: load-displacement curves of model I, varying spring constants

Table 4 shows the additional load-bearing capacity ($F_{v,max,sup}$) for different spring constants compared to a spring constant 50 kN/mm expressed as a percentage.

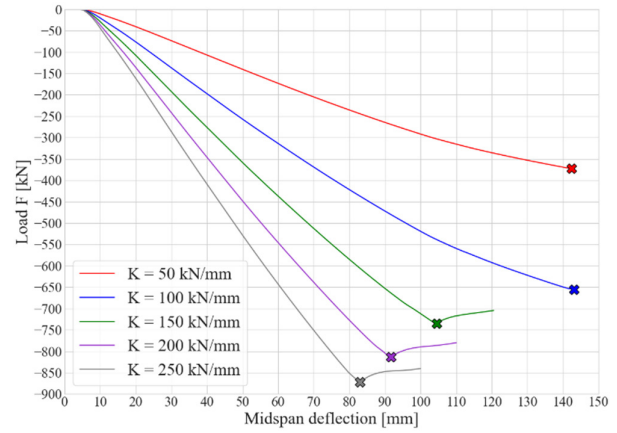


Figure 21: horizontal reaction force-displacement curves of model I, varying spring constants

Table 4: load-bearing capacity of model I, varying spring constants

K [kN/mm]	$F_{v,max}$ [kN]	deflection [mm]	$F_{v,max,sup}$ [%]
50	190,38	102,96	0,00
100	210,57	102,15	10,61
150	226,53	96,78	18,99
200	237,42	90,25	24,71
250	245,61	79,62	29,01

In addition to the stiffness of the surrounding structure, the diameter of the connecting rods in Model II also appear to have a major influence on the load-bearing capacity, see Figure 22 and Figure 23.

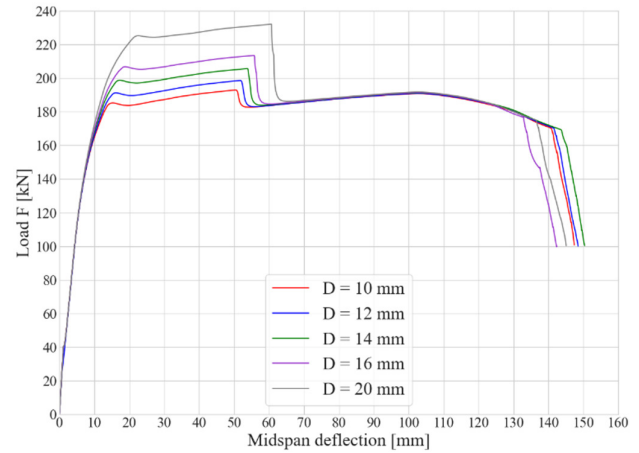


Figure 22: load-displacement curves ($K = 50 \text{ kN/mm}$) of model II, varying connecting rod diameters

Figure 22 shows that a larger diameter has a significant influence on the load-bearing capacity of the HCS. When working with a diameter of 20 mm, up to 20% more load can be absorbed than with a diameter of 10 mm due to the greater tensile forces that the connecting bars can withstand. It can also be concluded that connecting rods with larger diameters fail at higher deflections, because more load has to be applied before

the rods reach the tensile strength. Once the rods have failed, the curves again coincide with the equivalent curves of model I. For each rod diameter, a higher load capacity is obtained than in model I at a spring constant of 50 kN/mm

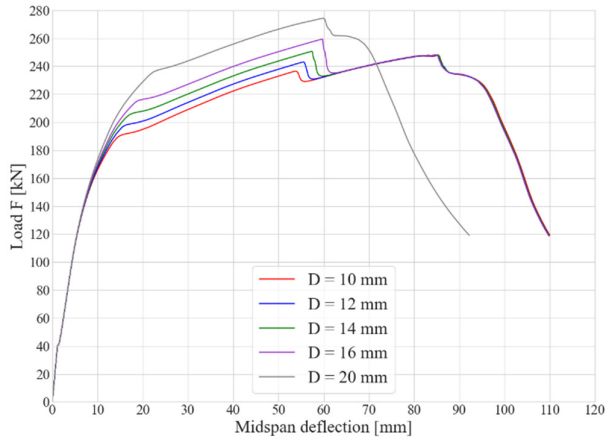


Figure 23: load-displacement curves ($K = 250$ kN/mm) of model II, varying connecting rod diameters

Figure 23 shows the curves for varying diameters at a spring constant of 250 kN/mm. In principle, the same conclusion can be made as in Figure 22. The behaviour at a diameter of 20 mm is remarkable. Because the stress in the concrete is already so high during the yielding of the connecting rods, the tensile strength of the concrete is reached earlier than the tensile strength of the connecting rods. The connecting rods do not fail, the HCS only fails as a result of web shear. When working with a diameter of 20 mm, up to 10% more load can be absorbed than with a diameter of 10 mm. It can be concluded that if $F_{v,max}$ is reached after the failure of the connection rods, this means that model II has no higher load-bearing capacity than model I.

Table 5 shows the effect of all investigated parameters for stiffnesses of the surrounding structure equal to 50 kN/mm and 250 kN/mm. The effect is always considered with respect to the base model. The base model of model I has a HCS with a concrete strength class C50/60, the span is equal to 8.55 m, the strain at

failure of the prestressing strands is equal to 5% and the grout is modelled with the same plasticity parameters as the concrete, but with an f_{cm} equal to 48 N/mm². The base model of model II has the same properties as model I except for the presence of the connection rods with a diameter of 10 mm and a concrete cover of 40 mm. The base model of model III is almost identical to model II with the exception of the degraded grout properties to simulate the shrinkage behaviour of the grout backfill. A distinction is made between parameters with a small, moderate and large effect.

Conclusion

From the structural analysis of these models, it can be concluded that the design of a connection detail has a significant influence on the load-bearing capacity. Firstly, it appears that with an increasing stiffness of the surrounding structure, the CMA increases significantly, which results in a higher load-bearing capacity of the slab. Furthermore, the stiffness of the structure influences the failure mechanism. When modelled with a spring constant of 50 and 100 kN/mm, the slab fails by the rupture of the bottom prestressing strands. If the spring constant is equal to or greater than 150 kN/mm, there is a web shear failure. When connecting rods are used to provide the connection between different spans, the load-bearing capacity appears to increase. Because the connection rods initially absorb a large part of the tensile stresses, cracks in the grout and flexural cracks in the slab occur at higher loads. From rod diameters greater than or equal to 16 mm there is a remarkably positive effect on the load-bearing capacity. Another parameter that has a significant influence on the occurrence of the CMA is the span length. The slenderer the slab, the less CMA is built up. The parametric study notes that a higher concrete strength of the slab has a positive influence on the membrane action and therefore a moderate effect on the load-bearing capacity. The strain at maximum load of the prestressing strands, the type of grout, the concrete coverage on the connection rods and taking into account of the shrinkage of the grout in the hollow cores have little or no influence.

Table 5: comparative table, parametric study

model I (K = 50 kN/mm)				
parameter	base model ($F_{v,max} = 190,38$ kN)	model with the greatest variation Cf. base model	load bearing capacity Cf. base model [%]	effect
concrete strength class	C50/60	C55/67	2,17	medium
span length	8,55 m	10,40 m	-29,48	great
strain at break prestressed strands	5%	5%; 7,5% & 10%	0,00	none
grout type	grout type 1	grout type 2	-1,41	small
model I (K = 250 kN/mm)				
parameter	base model ($F_{v,max} = 245,61$ kN)	model with the greatest variation Cf. base model	load bearing capacity Cf. base model [%]	effect
concrete strength class	C50/60	C55/67	3,76	medium
span length	8,55 m	10,40 m	-34,37	great
strain at break prestressed strands	5%	5%; 7,5% & 10%	0,00	none
grout type	grout type 1	grout type 3	1,25	small
model II (K = 50 kN/mm)				
parameter	base model ($F_{v,max} = 192,93$ kN)	model with the greatest variation Cf. base model	load bearing capacity Cf. base model [%]	effect
diameter connecting rod	10 mm	20 mm	20,29	great
concrete cover connecting rod	40 mm	190 mm	0,18	small
model II (K = 250 kN/mm)				
parameter	base model ($F_{v,max} = 247,92$ kN)	model with the greatest variation Cf. base model	load bearing capacity Cf. base model [%]	effect
diameter connecting rod	10 mm	20 mm	10,68	great
concrete cover connecting rod	40 mm	140 mm	1,29	small
model III (K = 50 kN/mm)				
parameter	base model ($F_{v,max} = 192,93$ kN)	model with the greatest variation Cf. base model	load bearing capacity Cf. base model [%]	effect
shrinkage	100% (model II)	5%	0,83	small
model III (K = 250 kN/mm)				
parameter	base model ($F_{v,max} = 247,92$ kN)	model with the greatest variation Cf. base model	load bearing capacity Cf. base model [%]	effect
shrinkage	100% (model II)	7,5%	0,23	small

References

- [1] D. Droogné, „Reliability-Based Design for Robustness: Evaluation of Progressive Collapse in Concrete Structures Taking into Account Membrane Action, PhD thesis,” 2020. [Online].
- [2] T. Thienpont, W. De Corte, R. Van Coile en R. Caspeelee, „Compressive membrane action in axially restrained hollow core slabs: Experimental investigation,” 17 februari 2022. [Online]. Available: <https://doi.org/10.1002/suco.202100684>.
- [3] A. Beeby en F. Fathibitaraf, „Membrane effect in the reinforced concrete frames—a proposal for change in the design of frames structures,” 24 augustus 2000. [Online]. Available: [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(00\)00024-9](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(00)00024-9).
- [4] Y. Wang, Steel and composite structures: behaviour and design for fire safety, CRC Press, 2002.
- [5] Fingo NV, „Voorgespannen welfsels,” 2021. [Online]. Available: <https://fingo.be/nl/voorgespannen-welfsels>.
- [6] T. Thienpont, R. Caspeelee, W. De Corte en R. Van Coile, „Compressive membrane action in axially restrained prestressed hollow core slabs,” 2022. [Online].
- [7] Dassault Systèmes Simulia, „Abaqus Theory Manual,” 2011. [Online].
- [8] NBN, „Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies - Deel 1-2: Algemene regels - Ontwerp en berekening van constructies bij brand,” NBN, Brussel, 2005.
- [9] CEM, „CEB-FIP Model Code 2010: design code,” CEM, Lausanne, 2010.
- [10] T. Chen, C. Cao, C. Zhang, X. Wang, K. Chen en G. Yuan, „Numerical modeling and parametric analysis of grouted connections under axial loading,” september 2020. [Online]. Available: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2020.106880>.
- [11] A. Rosyidah, G. Prayogo en I. Sucita, „Modeling of the reinforcement minimum spacing of precast concrete using grouting,” 2018. [Online]. Available: <https://repository.pnj.ac.id/id/eprint/3844>.

Duurzaamheidsreflectie

Tegenwoordig is duurzaamheid een niet te missen begrip in de maatschappij, ook Universiteit Gent is een instelling die met het oog op de toekomst ecologisch, sociaal en economisch duurzaam wil zijn (UGent, 2022). UGent hanteert hiervoor de volgende drie duurzaamheidsprincipes:

1. Creëren van een substantieel draagvlak voor duurzame ontwikkeling
2. Integreren van duurzaamheid in haar onderwijs, onderzoek en dienstverlening
3. Implementering van duurzaamheid in haar bedrijfsvoering en organisatie

De implementering van deze principes in de masterproef wordt opgedeeld in twee delen. Enerzijds leunt de technische aard van dit onderzoek aan bij het tweede duurzaamheidsprincipe. Anderzijds beantwoordt de praktische kant van deze masterproef aan het derde duurzaamheidsprincipe.

In eerste instantie wordt aandacht geschonken aan hoe de technische aard van deze masterproef betrekking heeft tot de duurzaamheid. Uit onderzoek van het Swiss Federal Institute of Technology (ETHZ) in Zurich en het Swiss Federal Institute of Technology (EPFL) in Lausanne blijkt dat de productie van cement wereldwijd goed is voor 8 procent van de CO₂ uitstoot (Favier, De Wolf, Scrivener & Habert, 2018). Hierdoor is de bouwindustrie één van de grootste vervuilers. Het beperken van het cementgebruik of de optimalisatie ervan zou aldus een gunstige invloed hebben op het ecologisch aspect in de samenleving. De productie van voorgespannen welfsels beantwoordt hieraan. Voorgespannen welfsels zijn in tegenstelling tot volle vloerplaten of gewapende betonwelfsels het meest duurzame ontwerp. Doordat er holtes gecreëerd zijn in de voorgespannen welfsels is er minder beton nodig om eenzelfde draagvermogen te garanderen als bij de andere systemen. Minder beton wil dus ook zeggen dat er minder cement wordt gebruikt, dit heeft een positieve invloed op de CO₂ uitstoot. Verder zijn voorgespannen welfsels geprefabriceerd, doordat de elementen in het bouwhuis worden vervaardigd moet er minder beton getransporteerd worden naar de werf wat leidt tot een emissiereductie. Daarnaast wordt in de parameterstudie van deze masterproef onderzocht welke aansluitingsuitvoering het meest efficiënt blijkt te zijn om een zo hoog mogelijke draagcapaciteit te bereiken. De optimalisatie van het ontwerp kan dus ook gezien worden als een bevordering van de duurzaamheid. Deze optimalisatie gebeurt aan de hand van numerieke modellen, waardoor niet onnodig veel experimentele opstellingen moeten gemaakt worden.

Bovendien draagt de praktische regeling van deze masterproef bij tot de duurzaamheid. Er werd geopteerd om zoveel mogelijk van thuis uit te werken. De tussentijdse presentaties met de promotoren werden steeds online gevolgd via MS-teams. Daarnaast verliep het contact met dhr. Thienpont voornamelijk via MS-teams. Wanneer belangrijke zaken on campus moesten besproken worden, werd er verplaatst met het openbaar vervoer. Ten slotte werd het papierverbruik van deze masterproef tot het minimum beperkt door in de parameterstudie de grafieken kleiner weer te geven.

Inhoud

Dankwoord.....	I
Toelating tot bruikleen.....	II
Toelichting in verband met het masterproefwerk en de mondeling uiteenzetting	III
Abstract.....	IV
Extended abstract.....	V
Duurzaamheidsreflectie	XV
Inhoud	XVI
Lijst van figuren	XIX
Lijst van tabellen	XXIII
Symbolen.....	XXV
Afkortingen.....	XXVI
1 Inleiding	1
2 Verkennende literatuurstudie	3
2.1 Inleiding	3
2.2 Voorgespannen holle welfsels.....	3
2.2.1 Gebruik.....	3
2.2.2 Productie van voorgespannen welfsels.....	4
2.3 Drukmembraanwerking	5
2.3.1 Enkele parameters die invloed hebben op de drukmembraanwerking	6
2.4 Het CDP-model (Concrete Damaged Plasticity model)	7
2.4.1 Elasticiteitsmodulus van beton.....	7
2.4.2 Poisson-factor (ν)	8
2.4.3 Dilatatiehoek (ψ)	8
2.4.4 Excentriciteit (ϵ).....	8
2.4.5 Verhouding f_{b0}/f_{co}	8
2.4.6 Parameter K_c	8
2.4.7 Viscositeitsparameter (μ).....	8
2.4.8 Spanning-rekrelatie van beton belast in druk	9
2.4.9 Het gedrag van beton belast op trek	10
2.4.10 Gekozen plasticiteitsparameters	11
2.5 Grout	11
2.5.1 Onderzoek van Shaheen et al. (2017).....	12
2.5.2 Onderzoek van Chen et al. (2020).....	13
2.5.3 Onderzoek van Rosyidah et al. (2018)	14

2.6	Eerder gevoerd onderzoek.....	15
2.7	Conclusie	17
3	Modellering.....	19
3.1	Model I	20
3.1.1	Onderdelen (Parts).....	20
3.1.1.1	Betonelementen.....	20
3.1.1.2	Wapening	22
3.1.1.3	Varia.....	22
3.1.2	Materiaaleigenschappen (Property).....	22
3.1.2.1	Beton	22
3.1.2.2	Grout.....	23
3.1.2.3	Staal.....	23
3.1.3	Samenzetting	24
3.1.3.1	Montage (Assembly) en Interacties (Interaction).....	24
3.1.3.2	Randvoorwaarden (Boundary Conditions).....	26
3.1.3.3	Belasting (Load).....	28
3.1.4	Stappen (Steps).....	30
3.1.5	Mesh.....	30
3.2	Model II.....	32
3.2.1	Onderdelen (Parts).....	32
3.2.1.1	Betonelementen.....	32
3.2.1.2	Wapening	34
3.2.2	Materiaaleigenschappen (Property).....	34
3.2.2.1	Staal.....	34
3.2.2.2	Samenzetting	35
3.2.2.3	Montage (Assembly) en Interacties (Interaction).....	35
3.2.3	Mesh.....	35
3.3	Model III	36
3.3.1	Onderdelen (Parts).....	36
3.3.1.1	Betonelementen.....	36
3.3.2	Materiaaleigenschappen (Property).....	37

3.3.2.1	Beton	37
3.3.3	Mesh	37
4	Resultaten.....	38
4.1	Kracht-verplaatsingscurves bij een veerconstante $K = 50 \text{ kN/mm}$.....	39
4.1.1	Model I	39
4.1.2	Model II	41
4.1.3	Model III	43
4.1.4	Vergelijkende grafiek kracht-verplaatsingscurves bij veerconstante $K = 50 \text{ kN/mm}$	45
4.2	Kracht-verplaatsingscurves bij een veerconstante $K = 250 \text{ kN/mm}$	48
4.2.1	Model I	48
4.2.2	Model II	50
4.2.3	Model III	51
4.2.4	Vergelijkende grafiek kracht-verplaatsingscurves bij veerconstante $K = 250 \text{ kN/mm}$	52
5	Parameterstudie	55
5.1	Model I	55
5.1.1	Invloed van de veerconstante K	56
5.1.2	Invloed van de betonsterkteklasse van het welfsel	58
5.1.3	Invloed van de overspanning	60
5.1.4	Invloed van de rek bij breuk van de voorspanstrengen	62
5.1.5	Invloed van groutsoort	64
5.2	Model II	66
5.2.1	Invloed van de veerconstante K	67
5.2.2	Invloed van de diameter van de verbindingstaven	69
5.2.3	Invloed van de betondekking op de verbindingstaven	71
5.3	Model III	74
5.3.1	Invloed van de krimp van het ter plaatse gestorte grout	74
5.4	Conclusie parameterstudie	77
6	Conclusie	79
7	Discussie	80
8	Referentielijst	81
9	Bijlagen	84
9.1	Buigstaat T-balk	84

Lijst van figuren

Figuur 1: verschillende types welfsels (Fingo NV, 2021).....	3
Figuur 2: extrudeermachine (Elmatic Group, 2021)	4
Figuur 3: basisprincipe van drukmembraanwerking (Thienpont, Caspeelee, De Corte & Van Coile, 2022)...	5
Figuur 4: geïdealiseerde kracht-verplaatsingscurve ten gevolge van drukmembraanwerking (Helderweirt, 2021)	5
Figuur 5: wiskundig model voor spanning/rek-relaties van beton belast in druk (NBN, 2005)	9
Figuur 6: schematische voorstelling van het spanning/rek-diagram (links) en spanning/scheurwijdte-diagram (rechts) voor uniaxiale trek (CEM, 2010)	10
Figuur 7: connectie staalprofiel, opgevuld met grout (Shaheen, Tsavdaridis & Salem, 2017).....	13
Figuur 8: 3D visualisatie van de tweede opstelling (Thienpont, De Corte, Van Coile, & Caspeelee, 2022)..	16
Figuur 9: kracht-verplaatsingscurve HC1, HC2 en HC3 (Thienpont, De Corte, Van Coile & Caspeelee, 2022)	16
Figuur 10: dwarsdoorsnede welfsel HC320 volgens technische documentatie Fingo (boven) & vereenvoudiging dwarsdoorsnede van het welfsel (onder)	21
Figuur 11: langsdoorsnede van de overspanning (model I)	21
Figuur 12: montage van de betonelementen.....	24
Figuur 13: dwarsdoorsnede van de T-balk (links) & langsdoorsnede van de T-balk (rechts)	25
Figuur 14: transparante 3D-voorstelling van connectiedetail (model I).....	26
Figuur 15: poisson-werking ter plaatse van aansluiting met eindplaten	27
Figuur 16: gedrag lineaire veer met veerconstante (K) gelijk aan 50 kN/mm	27
Figuur 17: voorstelling randvoorwaarden en principe van de veer (model I)	28
Figuur 18: verschil tussen beide belastingswijzen (forced controlled vs displacement controlled).....	29
Figuur 19: links: 3D-weergave mesh eindplaat, midden: 3D-weergave mesh grout, rechts: 3D-weergave mesh bovensteun.....	30
Figuur 20: links: dwarsdoorsnede T-balk & rechts: dwarsdoorsnede welfsel.....	31
Figuur 21: transparante 3D-voorstelling van connectiedetail (model II)	32
Figuur 22: 3D-voorstelling openingen in welfsel en groutopvulling	33
Figuur 23: 2D-voorstelling openingen in welfsel en groutopvulling	33

Figuur 24: langsdoorsnede connectiedetail model II	34
Figuur 25: horizontale doorsnede connectiedetail model II	34
Figuur 26: links: dwarsdoorsnede opvulling grout in linkse holte, midden: dwarsdoorsnede uiteinde welfsel met openingen, rechts: dwarsdoorsnede opvulling grout in rechtse holte.....	35
Figuur 27: groutkern met omhulling van gedegraded grout.....	36
Figuur 28: links: dwarsdoorsnede opvulling gedegraded grout in linkse holte & rechts: dwarsdoorsnede opvulling gedegraded grout in rechtse holte	37
Figuur 29: kracht-verplaatsingscurve model I met $K = 50 \text{ kN/mm}$	39
Figuur 30: 3D-visualisatie van de rek $[\text{mm/mm}]$ in het grout tonen scheuren aan	39
Figuur 31: 3D-visualisatie van de spanning $[\text{N/mm}^2]$ in de voorspanstrengen waarbij reeds twee strengen gefaald zijn bij een doorbuiging van 144,43 mm.....	40
Figuur 32: 3D-visualisatie van de rek $[\text{mm/mm}]$ tonen buigscheuren aan in het welfsel bij een doorbuiging van 144,43 mm.....	40
Figuur 33: kracht-verplaatsingscurve model II met $K = 50 \text{ kN/mm}$	41
Figuur 34: 3D-visualisatie van de spanning $[\text{N/mm}^2]$ ter plaatse van de scheiding van de groutonderdelen (model II)	42
Figuur 35: kracht-verplaatsingscurve model III met $K = 50 \text{ kN/mm}$	43
Figuur 36: 3D-visualisatie van de spanning $[\text{N/mm}^2]$ ter plaatse van de scheiding van de groutonderdelen (model III)	44
Figuur 37: 3D-visualisatie van de spanning $[\text{N/mm}^2]$ in de verbindingstaaf (model III)	44
Figuur 38: verticale kracht-verplaatsingscurven ($K = 50 \text{ kN/mm}$) van model I, model II, model III, en het unrestrained model	45
Figuur 39: horizontale reactiekracht-verplaatsingscurven ($K = 50 \text{ kN/mm}$) van model I, model II en model III.....	46
Figuur 40: kracht-verplaatsingscurve model I met $K = 250 \text{ kN/mm}$	48
Figuur 41: a) 3D-visualisatie van de rek $[\text{mm/mm}]$ bij een doorbuiging van 79,56 mm b) 3D-visualisatie van de rek $[\text{mm/mm}]$ bij een doorbuiging van 85,35 mm.....	49
Figuur 42: a) 3D-visualisatie van de spanning $[\text{N/mm}^2]$ bij een doorbuiging van 79,56 mm b) 3D-visualisatie van de spanning $[\text{N/mm}^2]$ bij een doorbuiging van 82,95 mm c) 3D-visualisatie van de spanning $[\text{N/mm}^2]$ bij een doorbuiging van 85,35 mm.....	49
Figuur 43: kracht-verplaatsingscurve model II met $K = 250 \text{ kN/mm}$	50

Figuur 44: kracht-verplaatsingscurve model III met $K = 250 \text{ kN/mm}$	51
Figuur 45: verticale kracht-verplaatsingscurven ($K = 250 \text{ kN/mm}$) van model I, model II, model III, unrestrained model en restrained model.....	52
Figuur 46: horizontale reactiekracht-verplaatsingscurven ($K = 250 \text{ kN/mm}$) van model I, model II, model III en experimenteel restrained model.....	53
Figuur 47: verticale kracht-verplaatsingscurven van model I bij wijzigende veerconstanten K	56
Figuur 48: horizontale reactiekracht-verplaatsingscurven van model I bij wijzigende veerconstanten K	56
Figuur 49: verticale kracht-verplaatsingscurven model I ($K = 50 \text{ kN/mm}$) bij wijzigende betonsterkteklasse	58
Figuur 50: verticale kracht-verplaatsingscurven model I ($K = 250 \text{ kN/mm}$) bij wijzigende betonsterkteklasse	58
Figuur 51: verticale kracht-verplaatsingscurven model I ($K = 50 \text{ kN/mm}$) bij wijzigende overspanning	60
Figuur 52: verticale kracht-verplaatsingscurven model I ($K = 250 \text{ kN/mm}$) bij wijzigende overspanning ..	60
Figuur 53: verticale kracht-verplaatsingscurven model I ($K = 50 \text{ kN/mm}$) bij wijzigende rek bij breuk	62
Figuur 54: verticale kracht-verplaatsingscurven model I ($K = 250 \text{ kN/mm}$) bij wijzigende rek bij breuk ..	62
Figuur 55: verticale kracht-verplaatsingscurven model I ($K = 50 \text{ kN/mm}$) bij wijzigende groutsoort	64
Figuur 56: verticale kracht-verplaatsingscurven model I ($K = 250 \text{ kN/mm}$) bij wijzigende groutsoort	64
Figuur 57: verticale kracht-verplaatsingscurven van model II bij wijzigende veerconstanten K	67
Figuur 58: horizontale reactiekracht-verplaatsingscurven van model II bij wijzigende veerconstanten K ..	67
Figuur 59: verticale kracht-verplaatsingscurven model II ($K = 50 \text{ kN/mm}$) bij wijzigende diameter van de verbindingssaven.....	69
Figuur 60: verticale kracht-verplaatsingscurven model II ($K = 250 \text{ kN/mm}$) bij wijzigende diameter van de verbindingssaven.....	69
Figuur 61: verticale kracht-verplaatsingscurven model II ($K = 50 \text{ kN/mm}$) met een diameter van 10 mm bij wijzigende dekking op de verbindingssaven.....	71
Figuur 62: verticale kracht-verplaatsingscurven model II ($K = 250 \text{ kN/mm}$) met een diameter van 10 mm bij wijzigende dekking op de verbindingssaven.....	71
Figuur 63: verticale kracht-verplaatsingscurven model II ($K = 250 \text{ kN/mm}$) met een diameter van 16 mm bij wijzigende dekking op de verbindingssaven.....	72

Figuur 64: verticale kracht-verplaatsingscurven model II ($K = 250 \text{ kN/mm}$) met een diameter van 20 mm bij wijzigende dekking op de verbindingstaven.....	72
Figuur 65: verticale kracht-verplaatsingscurven model III ($K = 50 \text{ kN/mm}$) met een diameter van 10 mm bij wijzigende grootkwaliteit in de holtes van het welfsel	74
Figuur 66: verticale kracht-verplaatsingscurven model III ($K = 50 \text{ kN/mm}$) met een diameter van 16 mm bij wijzigende grootkwaliteit in de holtes van het welfsel	74
Figuur 67: verticale kracht-verplaatsingscurven model III ($K = 250 \text{ kN/mm}$) met een diameter van 10 mm bij wijzigende grootkwaliteit in de holtes van het welfsel	75
Figuur 68: verticale kracht-verplaatsingscurven model III ($K = 250 \text{ kN/mm}$) met een diameter van 16 mm bij wijzigende grootkwaliteit in de holtes van het welfsel	75

Lijst van tabellen

Tabel 1: waarden van de belangrijkste parameters van de spanning/rek-relaties (NBN, 2005).....	9
Tabel 2: plasticiteitsparameters meegegeven door Abaqus/CAE handleiding t.o.v. gekozen waarden.....	11
Tabel 3: druksterktes op 28 dagen van verschillende groutsoorten in functie van de consistentieklasse	12
Tabel 4: f_{cm} en CDP-parameters volgens Shaheen et al. (2017).....	13
Tabel 5: f_{cm} en CDP-parameters volgens Chen et al.(2020).....	14
Tabel 6: f_{cm} en CDP-parameters volgens Rosyidah et al.(2018).....	14
Tabel 7: f_{cm} en CDP-parameters per onderzoek	15
Tabel 8: verschillende modellen met hoofdeigenschappen.....	19
Tabel 9: materiaaleigenschappen voorspanstaal vs wapeningsstaal	23
Tabel 10: instellingen mesh voor model I.....	31
Tabel 11: materiaaleigenschappen verbindingsstaaf.....	35
Tabel 12: instellingen mesh voor model II.....	36
Tabel 13: materiaaleigenschappen van gedegradeerde groutsoorten	37
Tabel 14: instellingen mesh voor model III	37
Tabel 15: vergelijkende tabel van de draagcapaciteit van de verschillende modellen ($K = 50 \text{ kN/mm}$).....	46
Tabel 16: vergelijkende tabel van de optredende horizontale kracht van de verschillende modellen ($K = 50 \text{ kN/mm}$).....	47
Tabel 17: vergelijkende tabel van de draagcapaciteit van de verschillende modellen ($K = 250 \text{ kN/mm}$)....	53
Tabel 18: vergelijkende tabel van de optredende horizontale kracht van de verschillende modellen ($K = 250 \text{ kN/mm}$)	54
Tabel 19: standaardparameters model I.....	55
Tabel 20: vergelijking draagcapaciteit van model I bij wijzigende veerconstanten.....	57
Tabel 21: vergelijking horizontale reactiekracht van model I bij wijzigende veerconstanten	57
Tabel 22: vergelijking draagcapaciteit van model I bij wijzigende betonsterkteklasse voor $K = 50 \text{ kN/mm}$ en $K = 250 \text{ kN/mm}$	59
Tabel 23: vergelijking draagcapaciteit van model I bij wijzigende overspanning voor $K = 50 \text{ kN/mm}$ en $K = 250 \text{ kN/mm}$	61

Tabel 24: vergelijking draagcapaciteit van model I bij wijzigende rek bij breuk voor $K = 50 \text{ kN/mm}$ en $K = 250 \text{ kN/mm}$	63
Tabel 25: vergelijking draagcapaciteit van model I bij wijzigende groutsoort voor $K = 50 \text{ kN/mm}$ en $K = 250 \text{ kN/mm}$	65
Tabel 26: standaardparameters model II	66
Tabel 27: vergelijking draagcapaciteit van model II bij wijzigende veerconstanten	68
Tabel 28: vergelijking horizontale reactiekracht van model II bij wijzigende veerconstanten	68
Tabel 29: vergelijking draagcapaciteit van model II bij wijzigende diameters van de verbindingstaven voor $K = 50 \text{ kN/mm}$ en $K = 250 \text{ kN/mm}$	70
Tabel 30: vergelijking draagcapaciteit van model II bij wijzigende betondekking op de verbindingstaven met diameters van 10, 16 mm en 20 mm voor $K = 50 \text{ kN/mm}$ en $K = 250 \text{ kN/mm}$	73
Tabel 31: vergelijking draagcapaciteit van model III bij wijzigende groutkwaliteit in de holtes van het welfsel op de verbindingstaven met diameters van 10, 16 mm voor $K = 50 \text{ kN/mm}$ en $K = 250 \text{ kN/mm}$	76
Tabel 32: vergelijkende tabel parameterstudie.....	78

Symbolen

E_c	elasticiteitsmodulus van het beton [N/mm ²]
E_p	elasticiteitsmodulus van het voorspanelement [N/mm ²]
E_r	elasticiteitsmodulus van het wapeningsstaal [N/mm ²]
F	verticale belasting [kN]
$F_{h,max}$	maximaal horizontale reactiekracht [kN]
$F_{v,max}$	maximaal aangebrachte verticale belasting [kN]
G_F	breukenergie [N/mm]
G	glijdingsmodulus [GPa]
K	veerconstante [kN/mm]
K_c	betonparameter voor het beschrijven van de deviatorische spanningsverloop [-]
L/h	slankheid [-]
PE	rek [-]
S	spanning [N/mm ²]
W/C	water-cementfactor [-]
f_{b0}	sterkte in biaxiale toestand [N/mm ²]
f_c	cilinderdruksterkte [N/mm ²]
f_{ck}	kenmerkende cilinderdruksterkte [N/mm ²]
f_{cm}	gemiddelde cilinderdruksterkte [N/mm ²]
f_{co}	sterkte in uni-axiale toestand [N/mm ²]
f_{ctm}	gemiddelde betontreksterkte [N/mm ²]
$f_{c,28}$	cilinderdruksterkte na 28 dagen [N/mm ²]
f_{pk}	kenmerkende treksterkte van het voorspanstaal [N/mm ²]
$f_{p0,1k}$	kenmerkende 0,1% rekgrens van het voorspanstaal [N/mm ²]
f_t	treksterkte wapeningsstaal [N/mm ²]
f_y	vloeigrens wapeningsstaal [N/mm ²]
w	scheuropening [mm]
ϵ	excentriciteit [-]
ε	rek [‰]
ε_c	betonrek [‰]
ε_{cu1}	uiterste betonrek [‰]
ε_{cl}	betonrek bij de maximale spanning [‰]

ε_{puk}	rek bij breuk van het voorspanstaal [-]
ε_{ruk}	rek bij breuk van het wapeningsstaal [-]
Θ	temperatuur [°C]
μ	viscositeitsparameter [-]
σ_{ct}	trekspanning in het beton [N/mm ²]
ν	poisson-factor [-]
ψ	dilatatiehoek [°]

Afkortingen

CDP	Concrete Damaged Plasticity
CMA	Compressive Membrane Action = drukmembraanwerking
FEM	Finite Element Method = eindige elementenmethode

1 Inleiding

De voorbije decennia vonden een aantal catastrofale instortingen plaats met significante gevolgen. Die hebben geleid tot de erkenning van de noodzaak om de weerstand tegen progressief instorten verder te analyseren en het ontwerp tegen progressief falen te verbeteren. In de huidige ontwerprichtlijnen worden belangrijke aspecten zoals de ontwikkeling van membraanwerking in dragende betonelementen niet beschouwd. De huidige tendens tot verregaande optimalisatie van het constructief ontwerp en de trend om het bouwproces te versnellen, resulteren in een verdere reductie van de weerstand tegen progressief instorten (Droogné, 2020). Voorgespannen betonnen holle welfsels worden tegenwoordig frequent toegepast in allerlei bouwkundige constructies omwille van het slimme design, efficiënte productieproces en eenvoudige installatie. Het ontwerp en de uitvoering van de aansluitingsdetails is van groot belang om ervoor te zorgen dat het welfsel als één samenhangend geheel kan werken. De connecties moeten in staat zijn om trek-, druk-, buig- en afschuifkrachten over te dragen. Naar de drukmembraanwerking bij voorgespannen holle welfsels en de extra draagcapaciteit die hierdoor ontstaat bij extreme belastingssituaties is op dit ogenblik nog maar weinig onderzoek gevoerd. Door het ontwikkelen van gedetailleerde numerieke modellen kan het ontwerp van de constructie en de aansluitingsdetails aanzienlijk verbeterd worden. Deze masterproef onderzoekt het structurele gedrag van verschillende aansluitingsdetails bij voorgespannen holle welfselvloeren wanneer deze worden blootgesteld aan extreme belastingssituaties. Hierbij wordt gefocust op de drukmembraanwerking die ontstaat in dergelijke welfsels bij grote belastingen. Dit gebeurt aan de hand van een niet-lineaire eindige elementenanalyse in Abaqus/CAE.

Alvorens van start te gaan met het modelleren van aansluitingsdetails in Abaqus/CAE wordt opzoekingswerk gedaan naar eerder uitgevoerd experimenteel en numeriek onderzoek over de drukmembraanwerking in voorgespannen holle welfsels. Door eerder onderzoek, uitgevoerd door Thienpont et al. (2022), wordt inzicht verkregen in de benodigde randvoorwaarden en materiaalmodellen die moeten gebruikt worden in de numerieke modellen. In de literatuurstudie wordt onderzocht wat de sterkte- en plasticiteitseigenschappen van grout zijn om hiervan een aanvaardbaar materiaalmodel op te stellen. Daarna worden de onderzochte aansluitingsdetails en bijhorende numerieke modellen uitvoerig besproken.

In de resultaten worden de verschillende aansluitingsdetails vergeleken met elkaar en het eerder gevoerd onderzoek door Thienpont et al. (2022). Hierbij wordt gefocust op de supplementaire draagcapaciteit die ontstaat ten gevolge van de membraanwerking in het welfsel. De verschillende kritieke zones en faalmechanismen die zichtbaar zijn op de verticale en horizontale kracht-verplaatsingscurven worden toegelicht voor variërende stijfheden van de omringende structuur.

Tot slot wordt in de parameterstudie het effect onderzocht van een variërende overspanning, wapening, groutsoort, betonsterkteklasse van het welfsel en stijfheid van de aangrenzende structuur. Wat betreft de wapening ter plaatse van het aansluitingsdetail wordt gekeken naar verschillende wapeningspercentages en -positioneringen. Van de voorspanstrengen in het welfsel wordt de rek bij breuk eens gevarieerd. Het grout dat gebruikt wordt om de opvullingen van de prefab plaatvloer te voorzien, krijgt variërende sterkte-eigenschappen toegewezen, net zoals het beton van het welfsel. De variatie van bovenvermelde parameters wordt gecontroleerd voor verschillende stijfheden van de omringende structuur.

2 Verkennende literatuurstudie

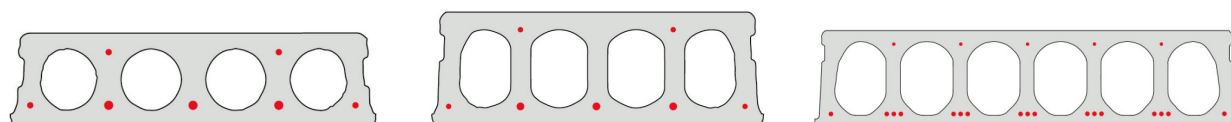
2.1 Inleiding

In deze literatuurstudie wordt kort toegelicht hoe welfsels ontstaan zijn en waarom deze tegenwoordig zoveel gebruikt worden. Daarnaast wordt er dieper ingegaan op het gebruik en de productie van voorgespannen welfsels. Hierna wordt bekeken wat drukmembraanwerking is en hoe dit ontstaat. Verder wordt het gebruik van het ‘concrete damaged plasticity’ model (CDP) besproken. Er wordt hierbij dieper ingegaan op de betekenis van de verschillende parameters en de waarden die vooropgesteld worden. Bovendien wordt geëvalueerd of het aanvaardbaar is om grout te modelleren volgens het CDP-model. Hiervoor wordt enerzijds gekeken naar de informatie die terug te vinden is in de technische fiches van de groutfabrikanten. Anderzijds wordt onderzocht hoe grout in eerdere onderzoeken werd gemodelleerd in Abaqus/CAE. Tot slot wordt het eerder gevoerd onderzoek van Thienpont et al. (2022) naar drukmembraanwerking in welfsels uiteengezet. Hierbij wordt vooral de focus gelegd op de experimentele proeven die werden uitgevoerd en de resultaten die hieruit voortkwamen.

2.2 Voorgespannen holle welfsels

2.2.1 Gebruik

Sinds 1900 stijgt de vraag naar constructies met grotere overspanningen. Om een grotere overspanning te realiseren zouden de secties veel groter worden. Dit gaat gepaard met grotere massa's en constructiehoogtes. Doordat constructies extreem zwaar zouden worden, werd gezocht naar een alternatief waarbij het eigengewicht en de hoogte van het overspanningselement geminimaliseerd worden. Dit leidde tot het ontstaan van de holle welfsels. Geprefabriceerde welfsels worden vervaardigd uit gewapend beton of spanbeton en karakteriseren zich door de rechthoekige of trapeziumvormige doorsneden met longitudinale holtes. De boven- en onderkant van de plaat hebben naast een structurele functie ook een praktische functie, namelijk als vloer en plafond. De kern wordt uitgehold zonder dat er wordt ingeboet aan de structurele capaciteit. Dit leidt tot een sterke reductie van het eigengewicht. De holle kernen hebben typisch een veelhoek- of cilindervorm. Enkele typische vormen staan weergegeven op Figuur 1 (Van de Voorde, Bertels & Wouters, 2015) (Fingo NV, 2021).



Figuur 1: verschillende types welfsels (Fingo NV, 2021)

Er bestaan twee types welfsels, namelijk gewapende en voorgespannen welfsels. De gewapende welfsels worden meestal enkel toegepast in de woningbouw. Eenmaal op site geïnstalleerd wordt bijlegwapening geplaatst en een druklaag gestort om uiteindelijk een compact geheel te vormen dat vaste en mobiele lasten kan dragen. Voorgespannen welfsels daarentegen worden tijdens de productiefase voorgespannen. De gerealiseerde voorspanning leidt tot grotere draagcapaciteiten, gevolg hiervan is dat voor eenzelfde draagcapaciteit de voorgespannen welfsels met een kleinere constructiehoogte kunnen worden gerealiseerd. Vandaar dat voorgespannen welfsels vooral toegepast worden in industriebouw waar grote overspanningen noodzakelijk zijn (Bouwpunt Deckers, 2021).

In wat volgt, zal enkel verder gewerkt worden met voorgespannen welfsels. Daarom wordt dieper ingegaan op de productie van de welfsels en het effect van de voorspanning. Verder wordt hierbij kort het verschil aangehaald met niet-voorgespannen welfsels.

2.2.2 Productie van voorgespannen welfsels

Voorgespannen welfsels worden geproduceerd op een lang metalen bed. Alvorens het beton wordt gestort, worden de voorspanstrengen op spanning gebracht. Eenmaal de gewenste voorspankracht is aangebracht wordt het beton gestort. Daarna rijdt een extrudeermachine over het bed en brengt het beton in de gewenste vorm, zie Figuur 2. Wanneer het beton is uitgehard, wordt de voorspankracht in het welfsel ingeleid door de strengen aan de uiteinden door te snijden. Dit veroorzaakt een opwaartse zeeg. Tot slot worden de welfsels op gewenste lengte gesneden. Het grote verschil met gewapende welfsels is dat de voorspanning zorgt voor een bijkomende draagcapaciteit wanneer eenzelfde lengte en sectie gebruikt worden (Elmatic Group, 2021).

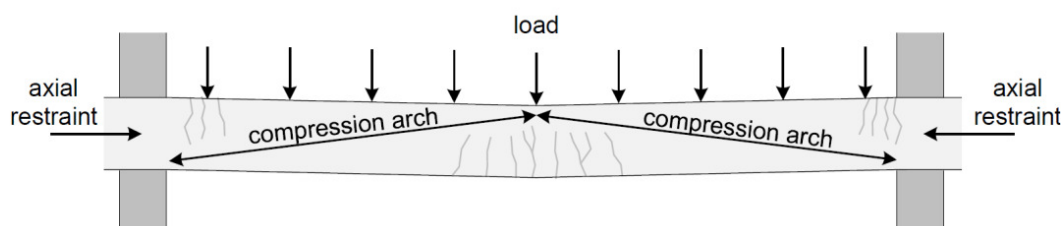


Figuur 2: extrudeermachine (Elmatic Group, 2021)

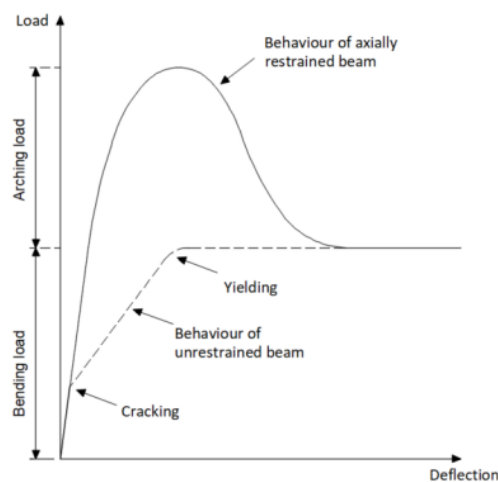
2.3 Drukmembraanwerking

Betonnen elementen zoals platen en balken worden gedimensioneerd waarbij kleine vervormingen worden verondersteld. In de praktijk zijn deze elementen typisch deel van een groter geheel, de interactie tussen de verschillende elementen van dit geheel activeert de drukmembraanwerking. Deze werking wordt niet in rekening gebracht wanneer enkel kleine vervormingen worden verondersteld (Thienpont, De Corte, Van Coile & Caspee, 2022).

Bij de doorbuiging van betonelementen ontstaan barsten in de trekzone, hierdoor zal er een translatie zijn van de neutrale vezellijn naar boven. Dit leidt tot het ontstaan van een trekspanning ter plaatse van het midden van het betonelement, hierdoor wil het element verlengen. Deze verlenging wordt deels verhinderd door de stijfheid van de naastliggende elementen. Als deze natuurlijke neiging tot uitzetten wordt tegengegaan, verhoogt de ontwikkeling van boogwerking de sterkte van het betonelement, dit fenomeen wordt drukmembraanwerking genoemd (Thienpont, De Corte, Van Coile & Caspee, 2022). Deze boogwerking ontstaat doordat de werklijn van de drukkrachten in het vlak ter plaatse van het midden van het betonelement hoger ligt dan ter plaatse van de uiteindes van het element (Beeby & Fathibitaraf, 2000), zie Figuur 3. De verticale component van deze boogkrachten zorgt voor een weerstand tegen de aangebrachte belasting (Wang, 2002). Het extra draagvermogen ten gevolge van deze tegenwerkende kracht wordt grafisch weergegeven in Figuur 4.



Figuur 3: basisprincipe van drukmembraanwerking (Thienpont, Caspee, De Corte & Van Coile, 2022)



Figuur 4: geïdealiseerde kracht-verplaatsingscurve ten gevolge van drukmembraanwerking (Helderweirt, 2021)

Experimentele studies hebben aangetoond dat de drukmembraanwerking onstabiel wordt van zodra er een doorbuiging bereikt wordt gelijk aan de halve dikte van het betonelement, ongeacht de slankheid ervan (Park, 1965). Vanaf dit punt begint de resulterende drukkracht ter plaatse van de opleggingen af te zwakken, waardoor de draagcapaciteit snel afneemt (Vassart & Zhao, 2013). Bij een doorbuiging gelijk aan de dikte van het element kunnen trekkrachten ontstaan ter plaatse van de opleggingen, dit fenomeen wordt trekmembraanwerking genoemd en heeft ook een bevorderend effect op het draagvermogen (Gouverneur, 2014). In dit onderzoek wordt trekmembraanwerking buiten beschouwing gelaten en wordt er gefocust op de drukmembraanwerking.

2.3.1 Enkele parameters die invloed hebben op de drukmembraanwerking

Het is niet noodzakelijk dat de omringende elementen een zeer grote stijfheid hebben om drukmembraanwerking te doen ontstaan. Er is een bovenwaarde betreffende de extra draagcapaciteit die kan ontstaan. Indien de axiale stijfheid van de omringende elementen gelijk is aan de axiale stijfheid van het tegengehouden element zal de toename van de draagcapaciteit ten gevolge van drukmembraanwerking afvlakken (Droogné, 2020).

Mechanische eigenschappen van het beton zoals de druk- en treksterkte hebben een invloed op de membraanwerking. De treksterkte van het beton heeft een grote invloed op de uiteindelijke bezwijkbelasting van holle welfsels onderhevig aan drukmembraanwerking. In afwezigheid van dwarskrachtwapening is dit de enige parameter die de dwarskrachtcapaciteit van het welfsel bepaalt (Derkowski & Surma, 2021). Een hogere druksterkte van het beton leidt tot het ontstaan van een hogere drukkracht, wat een positief effect heeft op de drukmembraanwerking.

De toename van het draagvermogen ten gevolge van drukmembraanwerking neemt af naarmate de slankheid (L/h) van het tegengehouden element groter wordt. Dit impliceert dat de membraanwerking bij balken gunstiger is dan bij platen (Zeng, Caspee, Matthys & Taerwe, 2016).

Tot slot heeft de wapening ook een invloed op de drukmembraanwerking, zowel het wapeningspercentage als de vloeigrens van het staal. Naarmate het boven- en onderwapeningspercentage toeneemt zal er een groter draagvermogen kunnen gecreëerd worden ten gevolge van membraanwerking (Zeng, Caspee, Matthys & Taerwe, 2016), doordat bij hogere percentages de spanning in het staal minder snel toeneemt (Thoma & Malisia, 2018). Een hogere ultieme rek van het staal bevordert ook de weerstand tegen verticale belasting, waardoor zelfs een ander faalmechanisme kan ontstaan (Zeng, Caspee, Matthys & Taerwe, 2016).

Bovenstaande vaststellingen omtrent de wapening zijn niet volledig dezelfde bij voorspanwapening. Ten eerste heeft de initiële voorspanning een verwaarloosbaar effect op de haalbare capaciteit van de drukmembraanwerking. Ten tweede is het effect van een hogere ultieme rek ook verwaarloosbaar. Dit komt doordat tijdens de maximale drukmembraanwerking de rek in de voorspanstrengen nog ver onder het

maximum zit. Hierdoor zal het welfsel falen ten gevolge van het beton dat bezwijkt (Thienpont, Caspeepe, De Corte & Van Coile, 2022).

2.4 Het CDP-model (Concrete Damaged Plasticity model)

Het gedrag van beton onder spanning nabootsen is een van de belangrijkste stappen bij het modelleren van het voorgespannen welfsel. Hierbij is het belangrijk dat de niet-lineaire materiaaleigenschappen van beton correct gesimuleerd worden. Het CDP-model is momenteel een van de populairste materiaalmodellen om het gedrag van beton te simuleren in Abaqus/CAE. De belangrijkste aannames van dit model zijn hieronder vermeld (Szczecina & Winnicki, 2015):

- Er zijn twee schademechanismen: trekscheuren en verbrijzeling ten gevolge van druk
- De materiaalstijfheid wordt verminderd door twee schadeparameters, afzonderlijk voor trek en druk.

Om gebruik te maken van het CDP-model in Abaqus/CAE moeten de volgende parameters ingevoerd worden (Dassault Systèmes Simulia, 2011):

- Elasticiteitsmodulus van beton (E_c)
- Poisson-factor (ν)
- Dilatatiehoek (ψ)
- Excentriciteit (ϵ)
- Verhouding f_{b0}/f_{co}
- Parameter K_c
- Viscositeitsparameter (μ)
- Spanning-rekrelatie bij trek- en drukbelasting als een set van punten

2.4.1 Elasticiteitsmodulus van beton

De elasticiteitsmodulus (Young's modulus) is een materiaaleigenschap die een maat is voor de stijfheid van een materiaal. Deze bepaalt ten dele de rek van het materiaal onder een trekbelasting en de compressie ten gevolge van een drukbelasting. Voor isotrope stoffen kan de E-modulus bepaald worden met volgende formule:

$$E = 2G(1 + \nu)$$

Aangezien beton een anisotroop materiaal is, bestaat er niet zomaar een formule om de E-modulus ervan te bepalen. Eerder uitgevoerd onderzoek wijst uit dat de E-modulus van beton sterk afhangt van de grootte van de gebruikte aggregaten en de water-cementfactor. Hoe groter de aggregaten, hoe hoger de E-modulus. Bij een stijging van de water-cementfactor ontstaat een daling van de E-modulus (Shi-you & Xi-bing, 2000).

2.4.2 Poisson-factor (ν)

Bij een trek- of drukbelasting geeft de constante van Poisson de verhouding tussen de grootte van de rek in de richting van de belasting en die in de richting loodrecht daarop. De Poisson-factor heeft een vaste waarde, is dimensieloos en experimenteel bepaald. Beton heeft een Poisson-factor van 0,10 tot 0,20 (Özel, 2018).

2.4.3 Dilatatiehoek (ψ)

Een lage waarde voor de dilatatiehoek zal aanleiding geven tot bros gedrag van het betonelement, terwijl hogere waarden aanleiding zullen geven tot een meer vervormbaar gedrag. Eerdere studies tonen aan dat de dilatatiehoek voor betonelementen in het CDP-model een waarde tussen 25° en 40° aanneemt. Dit geldt zowel in druk- als trekspanning van courante betonkwaliteiten (Özel, 2018).

2.4.4 Excentriciteit (ϵ)

In het CDP-model stelt Abaqus/CAE de standaardwaarde voor ϵ gelijk aan 0,10 (Dassault Systèmes Simulia, 2011). Als gevolg wordt dezelfde waarde gebruikt in het CDP-model van de voorgespannen holle welfsels.

2.4.5 Verhouding f_{bo}/f_{co}

f_{bo}/f_{co} is de verhouding van de sterkte van het materiaal in biaxiale toestand tot de sterkte in axiale toestand. De waarde is experimenteel bepaald en neemt een waarde aan tussen 1,10 en 1,16 (Oller, Oñate, Oliver & Lubliner, 1990). Dit wil zeggen dat de sterkte van beton onder twee-assige druk tien tot zestien procent hoger is dan onder uni-axiale druk.

2.4.6 Parameter K_c

K_c is een parameter die door Abaqus/CAE gebruikt wordt om het gedrag van beton onder spanning te benaderen. Deze parameter beschrijft het spanningsverloop doorheen de betondoorsnede (Özel, 2018).

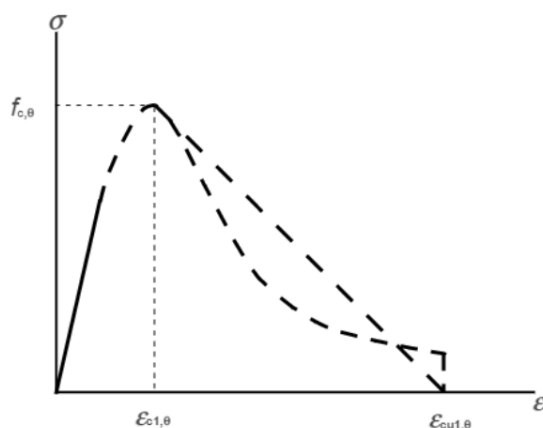
2.4.7 Viscositeitsparameter (μ)

De viscositeitsparameter representeert de plastische eigenschap en relaxatietijd van beton. Het is een middel om de plastische eigenschappen van beton te wijzigen of in rekening te brengen bij het simuleren. Een waarde gelijk aan nul betekent dat het werkelijk gedrag van normaal beton behouden wordt (Özel, 2018).

Op basis van experimentele data is vastgesteld dat de viscositeitsparameter de sterkte beïnvloedt. De draagcapaciteit van een betonelement stijgt bij grotere μ -waarden. Hierdoor is het aangeraden om maximum een waarde toe te kennen van 0,0001 (Szczecina & Winnicki, 2015).

2.4.8 Spanning-rekrelatie van beton belast in druk

De spanning/rek-relatie van beton belast in druk is afhankelijk van de gekozen betonsterkteklasse en wordt bepaald aan de hand van een wiskundig model volgens NBN EN 1992-1-2. De spanning/rek-relatie in Figuur 5 is gedefinieerd door drie parameters: de druksterkte (f_c), de rek (ε_{c1}) behorende bij f_c en de rek (ε_{cu1}) ter begrenzing van de dalende tak. De waarden van elk van deze parameters zijn gegeven in Tabel 1 in functie van de temperaturen van het beton. In dit onderzoek wordt een betontemperatuur van 20 °C aangenomen voor het voorgespannen welfsel.



Figuur 5: wiskundig model voor spanning/rek-relaties van beton belast in druk (NBN, 2005)

Tabel 1: waarden van de belangrijkste parameters van de spanning/rek-relaties (NBN, 2005)

Beton-temperatuur	Kiezelhoudende toeslagmaterialen			Kalksteenhoudende toeslagmaterialen		
	$f_{c,\theta} / f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta} / f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
θ [°C]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1 000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1 100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1 200	0,00	–	–	0,00	–	–

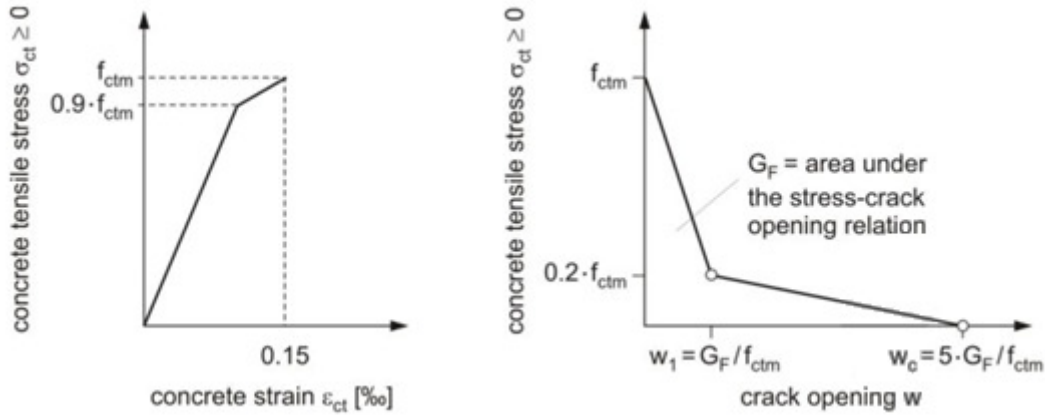
De spanningswaarden in de stijgende tak worden bepaald met onderstaande formule (NBN, 2005):

$$\sigma = \frac{3 \cdot \varepsilon \cdot f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \cdot \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)}$$

De spanningswaarden in de dalende tak lopen verder tot $\varepsilon_{cu1,\theta}$ bereikt is. Om numerieke instabiliteit van het rekenmodel te vermijden, wordt niet helemaal tot een spanningsloze toestand teruggekeerd. Er zal dus steeds een minimale spanning aanwezig zijn in het beton, ook als deze gefaald is.

2.4.9 Het gedrag van beton belast op trek

Het gedrag van beton belast op trek is gebaseerd op *fib* model code 2010. Er wordt een spanning/rek-diagram gevolgd voor het ongescheurde beton en een spanning/scheurwijdte-diagram indien het beton gescheurd is, zie Figuur 6.



Figuur 6: schematische voorstelling van het spanning/rek-diagram (links) en spanning/scheurwijdte-diagram (rechts) voor uniaxiale trek (CEM, 2010)

Bij trekspanningen gelijk aan 90 % van de betontreksterkte (f_{ctm}) beginnen microscheuren op te treden. Deze scheurtjes reduceren de stijfheid van het beton in de zone waar de spanningen een waarde bereiken tussen 90 en 100 % van de maximale treksterkte, zie Figuur 6 (links). De spanningen en vervormingen in de faalzone worden gerelateerd aan een fictieve scheurwijdte, zie Figuur 6 (rechts). Het zijn de punten van het spanning/scheurwijdte-diagram die opgevraagd worden door Abaqus/CAE in het CDP-model.

In eerste instantie moet hiervoor f_{ctm} bepaald worden volgens onderstaande formules:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \text{ als } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{10}\right) \text{ als } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$$

Het bilineair verloop in gescheurde toestand wordt ingeschat met de formules (CEM, 2010):

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \cdot \left(1 - 0,8 \frac{w}{w_1}\right) \text{ voor } w \leq w_1$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \cdot \left(0,25 - 0,05 \frac{w}{w_1}\right) \text{ voor } w_1 < w < w_c$$

met:

- w = scheuropening [mm]
- $w_1 = \frac{G_F}{f_{ctm}}$ [mm] voor $\sigma_{ct} = 0,2 f_{ctm}$
- G_F = breukenergie = oppervlakte onder spanning/scheurwijdte-grafiek [N/mm] = $73(f_{cm})^{0,18}$ [N/m]
- $w_c = 5 \frac{G_F}{f_{ctm}}$ [mm] voor $\sigma_{ct} = 0$

Omwillen van numerieke stabiliteit moeten sterke non-lineariteiten in het spanning/scheurwijdte-diagram vermeden worden, om zo convergentieproblemen te vermijden. Dit wordt gedaan door een aantal extra punten aan te maken zodat de curve geen knik vertoont bij $0,2f_{ctm}$. Om numerieke instabiliteit van het rekenmodel te vermijden, wordt niet helemaal tot een spanningsloze toestand teruggekeerd. Er zal dus steeds een minimale spanning aanwezig zijn in het beton, ook als deze gefaald is.

2.4.10 Gekozen plasticiteitsparameters

Het CDP-model in Abaqus/CAE wordt gedefinieerd door de verschillende plasticiteitsparameters, zie Tabel 2, de spanning/rek-relatie van beton belast in druk en het gedrag van beton belast op trek. De voorgestelde waarden voor de plasticiteitsparameters door Abaqus/CAE komen in grote mate overeen met de gekozen parameters voor dit onderzoek. De belangrijkste delen van het CDP-model zijn het druk- en trekgedrag van het beton.

Tabel 2: plasticiteitsparameters meegegeven door Abaqus/CAE handleiding t.o.v. gekozen waarden

plasticiteitsparameter	waarde volgens Abaqus handleiding	gekozen waarde voor dit onderzoek
Ψ	$28^\circ - 36^\circ$	30°
ϵ	0,10	0,10
f_{b0}/f_{c0}	1,16	1,16
K_c	2/3	2/3
μ	0	0,00001

2.5 Grout

Door onnauwkeurigheden bij de uitvoering is het mogelijk dat er ruimtes ontstaan tussen het welfsel en de omringende structuur. Daarnaast worden de welfsels in sommige gevallen iets korter afgesneden dan theoretisch nodig is om plaatsingsproblemen te vermijden. Dit zorgt opnieuw voor openingen tussen het welfsel en de nabijgelegen structuurelementen. Om een optimale werking te garanderen tussen de verschillende onderdelen, moeten deze openingen opgevuld worden. In eerste instantie zou er met hetzelfde beton kunnen worden gewerkt dat gebruikt wordt voor de toplaag. In vele gevallen blijkt dit toch een minder performante oplossing te zijn omdat de granulaten vaak groter zijn dan de op te vullen ruimtes. Vandaar wordt beroep gedaan op een variant van beton, namelijk grout.

In wat volgt is het de bedoeling om dit grout ook te modelleren in Abaqus/CAE. In deze literatuurstudie wordt onderzocht of het toegelaten is om grout te modelleren volgens het CDP-model. Hiervoor wordt gezocht naar de eigenschappen en de verschillende CDP-parameters van grout. Daarna worden deze waarden vergeleken met de eigenschappen van beton om te besluiten of het al dan niet verantwoord is om grout zo te modelleren.

Alvorens verschillende groutsoorten te vergelijken met beton, is het van belang om de term grout in deze context af te bakenen. Grout is namelijk een overkoepelend begrip voor alle variaties die er van bestaan.

Typisch worden groutmengsels onderverdeeld in twee categorieën: cementgrout & epoxygrout. Epoxymengsels vinden hun toepassing bij projecten die een snelle verhardingstijd eisen of bestand moeten zijn tegen corrosie, chemicaliën en olie. Bovendien wordt op plaatsen waar trillingsdemping genoodzaakt is of een dynamische belasting optreedt, gebruik gemaakt van epoxygrout. Cementgrout daarentegen wordt aanbevolen bij algemene civiele bouw, het opvullen van voegen bij prefabelementen en constructies die bestand moeten zijn tegen voortdurend hoge temperaturen. Aangezien er in deze masterproef gefocust wordt op de verbinding van prefabelementen wordt enkel gefocust op het gedrag van cementgrout (Harrison, 2021).

Cementgrout is nauw gerelateerd aan beton. In principe wordt dezelfde materiaalmatrix gebruikt. De hoofbestanddelen zijn ook water, cement en granulaten. Het grote verschil ligt bij de gebruikte granulaten en de mengverhouding. De granulaten zijn typisch veel kleiner dan bij beton. De mengverhouding hangt af van de gewenste consistentie. Deze consistentieklassen zijn ‘plastic’, ‘fluid’ en ‘flowable’ en worden in grote mate beïnvloed door de water-cementfactor (W/C-factor). Een grotere W/C-factor heeft daarnaast ook een kenbare invloed op de sterkte-eigenschappen van het grout.

Om te analyseren of het aanvaardbaar is om cementgrout te modelleren volgens het CDP-model, wordt gekeken naar de parameters die in het model dienen ingevoerd te worden. In eerste instantie wordt gefocust op de sterkte-eigenschappen van het grout. Dit gaat vooral over de druksterkte. Fabrikanten van grout geven de druksterkte mee in functie van de consistentie. In Tabel 3 zijn deze waarden weergegeven voor vier verschillende groutfabrikanten.

Tabel 3: druksterktes op 28 dagen van verschillende groutsoorten in functie van de consistentieklasse

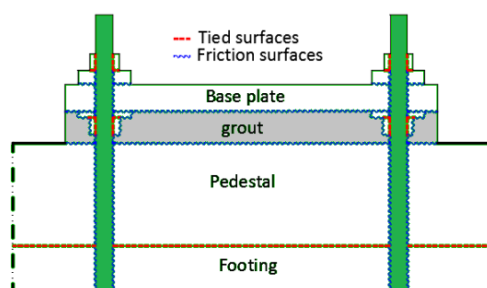
Fabrikant	Type grout	$f_{c,28}$ [MPa]		
		Plastic	Flowable	Fluid
W.R. Meadows Of Georgia, Inc	grout CG-86	55,1	51,7	48,2
BASF Building Systems, Inc	Masterflow 555	59	52	48
W.R. Meadows Of Georgia, Inc	grout 588-10K	75,84	63,43	56,54
Quikrete Company	general purpose grout	62	55,1	48,2
Gemiddelde		62,99	55,56	50,24

Deze waarden liggen in dezelfde grootteorde als de druksterktes die behaald worden met courante betonsoorten. De treksterkten en CDP-parameters ontbreken in deze technische documentatie. Vandaar wordt er dieper ingegaan op eerder gevoerd onderzoek met grout.

2.5.1 Onderzoek van Shaheen et al. (2017)

Een gekende toepassing van grout komt voor bij de connectie van een staalprofiel met enkele wachstaven, zie Figuur 7. Een stalen kolom die op het uiteinde voorzien is van een voetplaat wordt met 4 stelbouten op correcte hoogte geplaatst. Daarna wordt het geheel vastgezet met 4 andere bouten langs de bovenzijde van de voetplaat. Om een optimale krachtoverdracht te realiseren tussen de ondergrond en de kolom is het van belang de ruimte daartussen op te vullen. Hier wordt het nut van grout duidelijk.

Er zouden problemen kunnen optreden door luchtinsluitels, onvoldoende dichting, moeilijke verwerking, wanneer gewerkt wordt met een standaard beton. Grout daarentegen is viskeus en kan gemakkelijk in een mal rond de voetplaat gegoten worden. Verder biedt grout een goede weerstand tegen krimp, zodanig dat het volume voor en na het storten bijna hetzelfde blijft waardoor een optimale verbinding gecreëerd wordt. In het onderzoek van Shaheen et al. (2017) aan de universiteit van Leeds werd onderzocht wat het effect was van verschillende grouteigenschappen wanneer een horizontale kracht inwerkt op de kolom. De connectie werd hiervoor geanalyseerd met een FEM-model.



Figuur 7: connectie staalprofiel, opgevuld met grout (Shaheen, Tsavdaridis & Salem, 2017)

In het onderzoek van Shaheen et al. (2017) werd grout gemodelleerd als beton met verzachtend gedrag en afnemende stijfheid. Dit leidde echter tot convergentieproblemen. Het probleem werd aangepakt door te spelen met de viscositeitsparameter. Zo bleek dat wanneer kleine waarden voor deze parameter gebruikt werden dit geen invloed had op de resultaten. In het onderzoek werd grout daarom gemodelleerd met een viscositeitsparameter gelijk aan 0,001. Voor de andere CDP-parameters werden de standaardwaarden gebruikt zoals bij beton, zie Tabel 4 (Shaheen, Tsavdaridis & Salem, 2017).

Tabel 4: f_{cm} en CDP-parameters volgens Shaheen et al. (2017)

Parameter	waarde
f_{cm}	35 - 55 N/mm ²
ψ	35°
ε	0,1
f_{b0}/f_{c0}	1,16
K_c	0,667
μ	0,001

2.5.2 Onderzoek van Chen et al. (2020)

Chen et al. (2020) hebben onderzoek gevoerd naar connecties met hoogsterktegrout dat gebruikt wordt bij het optrekken van offshore windmolens. Er werd een eindige elementenanalyse uitgevoerd om het gedrag van de connecties te bekijken onder een axiale belasting. Daarvoor werd het grout gemodelleerd volgens het CDP-model. In Tabel 5 zijn de karakteristieke waarden en de CDP-parameters van het grout weergegeven (Chen, et al. , 2020).

Tabel 5: f_{cm} en CDP-parameters volgens Chen et al.(2020)

Parameter	waarde
f_{cm}	87,6 N/mm ²
ψ	38°
ε	0,1
f_{b0}/f_{c0}	1,16
K_c	0,67
μ	0,001

2.5.3 Onderzoek van Rosyidah et al. (2018)

Het probleem met prefabstructuren blijft de connectie. Doordat de aan elkaar te verbinden elementen vaak andere eigenschappen hebben, kan de kwaliteit van een monoliete verbinding praktisch nooit geëvenaard worden. Toch zijn er tegenwoordig enkele methodes op de markt die goede verbindingen vertonen. Een methode die vaak gebruikt wordt, is de verbinding met wapening. Hiervoor worden in de verschillende prefabelementen openingen voorzien. In de openingen worden verbindingsstaven gelegd en uiteindelijk opgegroot. In het onderzoek van Rosyidah et al. (2018) werden trektesten uitgevoerd op staven die in grout vastzaten. Er werd onderzocht wat de ideale diepte en onderlinge afstand van de staven moet zijn zodanig dat het grout niet faalt. De trektesten werden experimenteel uitgevoerd en geverifieerd met FEM-modellen. De testen werden tweemaal gemodelleerd met beton en eenmaal met Masterflow 810 grout. De volgende parameters werden ingegeven in Abaqus/CAE om het grout en het beton te modelleren, zie Tabel 6. De waarde van de viscositeitsparameter ontbreekt echter. (Rosyidah, Prayogo, & Sucita, 2018)

Tabel 6: f_{cm} en CDP-parameters volgens Rosyidah et al.(2018)

Parameter	waarde
f_{cm}	73 N/mm ²
ψ	38°
ε	0,1
f_{b0}/f_{c0}	1,46
K_c	0,7

De ingegeven waarden voor het grout blijken in dezelfde aard te liggen als die van beton waardoor het aanvaardbaar lijkt om grout te modelleren met het CDP-model. Er wordt twijfelachtig gekeken naar de f_{b0}/f_{c0} -waarde. Deze heeft standaard steeds een waarde van 1,16. Hoe de waarde van 1,46 werd bepaald, staat niet vermeld in de paper. Aangezien deze waarde niet de volle 100% te vertrouwen is en niet correspondeert met de courante waarde, wordt in wat volgt verder gewerkt met de waarde van 1,16.

Buiten de waarde van f_{b0}/f_{c0} zijn de waarden praktisch gelijk aan de waarden die in het onderzoek van Chen et al. (2020) gebruikt werden. Doordat de analyses overeenkomen met de experimentele proeven kan besloten worden dat het aanvaardbaar is om het grout op deze wijze te modelleren. In de Tabel 7 staan voor elk onderzoek de verschillende gebruikte parameters weergegeven en hoe deze in dit onderzoek zullen geïmplementeerd worden. Om convergentieproblemen te vermijden wordt de viscositeitsparameter overal gelijk genomen aan 0,00001.

Tabel 7: f_{cm} en CDP-parameters per onderzoek

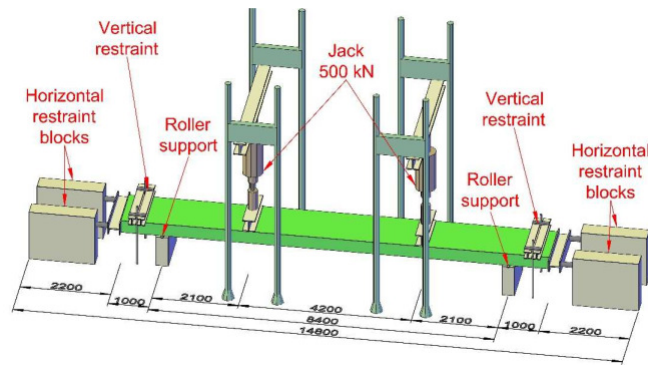
Parameter	Grout 1	Grout 2	Grout 3
Bron	Thienpont et al. (2022)	Chen et al. (2020)	Rosyidah et al. (2018)
f_{cm} [N/mm²]	48	87,6	73
Poisson-factor (ν)	0,2	0,2	0,2
Dilatatiehoek (ψ) [°]	30	38	38
Excentriciteit (ϵ)	0,1	0,1	0,1
Verhouding f_{b0}/f_{c0}	1,16	1,16	1,46
Parameter K_c	0,67	0,67	0,7
Viscositeitsparameter (μ)	0,00001	0,00001	0,00001

2.6 Eerder gevoerd onderzoek

Thienpont et al. (2022) hebben reeds onderzoek gevoerd naar de membraanwerking die optreedt in voorgespannen welfsels. Er werden twee opstellingen experimenteel getest en geverifieerd met een FEM-model.

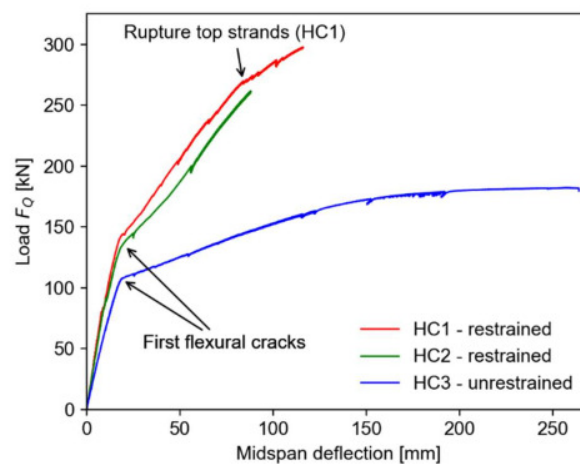
In de eerste opstelling wordt een welfsel met een overspanning van 8,40 meter opgelegd op twee steunpunten en ondergaat deze een vierpuntsbuigproef tot bezwijken. De steunpunten staan hierbij op 3,2 meter van de welfseluiteinden. De tweede opstelling is dezelfde met verschil dat het welfsel aan de uiteindes wordt tegengehouden door een HEA360 profiel dat via twee krachtcellen tegen een betonblok duwt, zie Figuur 8. Op deze manier wordt de horizontale uitzetting ten gevolge van de verticale belasting tegengegaan. Via de krachtcellen kan bij het opvoeren van de belasting, de horizontale kracht gemeten worden die drukt tegen de HEA-profielen. Op 2,4 meter van de uiteindes worden profielen geplaatst langs de bovenkant en verankerd in de vloer om de opbuiging van het welfsel tegen te gaan.

De belasting die op het welfsel inwerkt wordt voorzien door twee hydraulische vijzels die elk een capaciteit van 500 kN hebben. In de eerste fase wordt de belasting opgevoerd met 75 N/s tot een kracht van 200 kN. Daarna wordt verder belast tot falen aan een snelheid van 0,05 mm/s. Om de belasting gelijkmatig te verdelen over de volledige breedte werd tussen de hydraulische pers en het welfsel een HEB200-profiel geplaatst.



Figuur 8: 3D visualisatie van de tweede opstelling (Thienpont, De Corte, Van Coile, & Caspee, 2022)

De eerste opstelling werd één keer getest (HC3), terwijl twee testen op de tweede opstelling zijn uitgevoerd (HC1 & HC2). In wat volgt wordt de eerste opstelling beschreven als het ‘unrestrained model’ en de tweede opstelling (HC2) als het ‘restrained model’. De draagcapaciteit van het restrained model wordt vergeleken met deze van het unrestrained model. Uit de resultaten blijkt dat het verhinderen van de horizontale verplaatsing drukmembraanwerking veroorzaakt, waardoor een hogere draagcapaciteit ontstaat.



Figuur 9: kracht-verplaatsingscurve HC1, HC2 en HC3 (Thienpont, De Corte, Van Coile & Caspee, 2022)

Uit Figuur 9 wordt duidelijk dat de draagkracht van het restrained model hoger is dan die van het unrestrained model. Voor het unrestrained model werd het experiment vroegtijdig stopgezet doordat de maximale verlenging van de hydraulische vijzels bereikt was. Er werd geconcludeerd dat de aanwezigheid van een stijve, omringende structuur dus leidt tot een veel hogere draagcapaciteit van de voorgespannen welfsels. Ondanks de aanwezigheid van de holtes wordt toch een beduidende hoeveelheid drukmembraanwerking opgebouwd in de lijfplaten van het welfsel.

Tot slot werd vastgesteld dat de doorbuiging waarbij de welfsels falen merkkelijk lager is wanneer de horizontale uitzetting wordt tegengehouden. Uiteindelijk falen de restrained modellen door het optreden van afschuiving in de lijfplaten van het welfsel. Dit is een faalmechanisme waarbij de treksterkte van het beton ter plaatse van de drukbogen bereikt wordt, waardoor een brosse breuk optreedt. Het unrestrained model faalt

daarentegen bij een kleinere kracht en een grote doorbuiging. De buigscheuren die waarneembaar waren bij dit model wezen op een ductiel falen.

Nadat de experimentele proeven uitgevoerd waren, werd voor elke opstelling een FEM-model gemaakt. De nauwkeurigheid van dergelijke modellen werd gecontroleerd aan de hand van de experimentele waarden. Eenmaal de numerieke modellen een goede correlatie vertoonden met de werkelijk uitgevoerde experimenten kon hieruit een meer gedetailleerde structurele analyse uitgevoerd worden. In dit onderzoek worden deze numerieke modellen vergeleken met de modellen waarbij aansluitingsdetails van het voorgespannen welfsel gemodelleerd zijn. De supplementaire draagcapaciteit ten gevolge van drukmembraanwerking wordt voor de verschillende modellen met elkaar vergeleken.

2.7 Conclusie

Uit deze literatuurstudie kunnen enkele belangrijke conclusies getrokken worden. Allereerst blijkt dat drukmembraanwerking in betonelementen ontstaat bij grote vervormingen wanneer de verlenging van het element wordt tegengehouden door een omringende structuur. De verticale component van de ontstane boogkrachten zorgt voor een weerstand tegen de aangebrachte belasting. De mate waarin extra draagcapaciteit kan gecreëerd worden ten gevolge van membraanwerking, is afhankelijk van de stijfheid van de omringende structuur, de trek- en druksterkte van het beton en de eigenschappen van de wapening. Bij voorspanwapening hebben de initiële voorspanning en de ultieme rek een verwaarloosbaar effect op het extra draagvermogen dat kan ontstaan ten gevolge van de drukmembraanwerking.

Het CDP-model in Abaqus/CAE wordt gedefinieerd door de verschillende plasticiteitsparameters, zie Tabel 2 en de spanning/rek-relatie van beton belast in druk en trek. De voorgestelde waarden voor de plasticiteitsparameters door Abaqus/CAE komen in grote mate overeen met de gekozen parameters voor dit onderzoek. De belangrijkste delen van het CDP-model zijn het druk- en trekgedrag van het beton. Om een correcte vergelijking te maken tussen het onderzoek van Thienpont et al. (2022) en het onderzoek dat hierop volgt, worden voor beton en staal dezelfde materiaalmodellen gebruikt.

Uit de informatie die verschillende groutfabrikanten meegeven blijkt het trek- en drukgedrag van grout in dezelfde grootteorde te liggen als dat van beton. In combinatie met het eerder gevoerd onderzoek, dat ook gelijkaardige plasticiteitsparameters aangeeft, blijkt dat het aanvaardbaar is om grout te modelleren volgens het CDP-model. Enkel de waarde van 1,46 voor de verhouding f_{b0}/f_{co} uit het onderzoek van Rosyidah et al. (2018) wijkt veel af van de vooropgestelde waarde van 1,16.

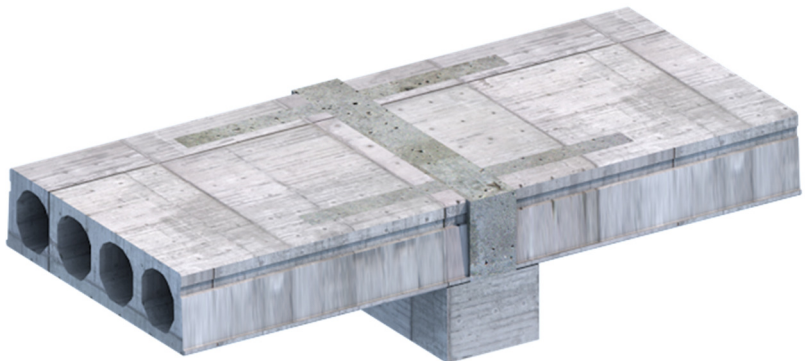
Uit de restrained test van Thienpont et al. (2022) blijkt dat het welfsel faalt door het optreden van afschuiving in de lijfplaten. Dit is een brosse breuk die optreedt in de opgebouwde drukboog door het overstijgen van de betontreksterkte. Wanneer het unrestrained model belast wordt tot bezwijken, blijkt dat deze faalt door een ductiele breuk ten gevolge van te grote buigscheuren.

In dit onderzoek zal geëvalueerd worden wat de maximale draagcapaciteiten van welfsels zijn bij verschillende aansluitingsconnecties. Er zal ook bekeken worden wat de oorzaak is van het uiteindelijk falen en waar en wanneer dit optreedt. Tot slot wordt geanalyseerd welke parameters een grote of een kleine invloed hebben op de supplementaire draagcapaciteit die ontstaat als gevolg van drukmembraanwerking.

3 Modellerling

In eerste instantie worden de drie verschillende modellen besproken. Hiervoor wordt model I grondig uitgelegd, waarna de andere twee modellen behandeld worden door de aanpassingen op het vorige model te bespreken. In Tabel 8 wordt een overzicht gegeven van de verschillende modellen.

Tabel 8: verschillende modellen met hoofdeigenschappen

Model	Voorstelling	Hoofdeigenschappen
I		▪ T-balk ▪ Opleg welfsel: 100 mm ▪ Opgrouting: dikte 20 mm
II		▪ Rechthoekige balk ▪ Opleg welfsel: 100 mm ▪ Opgrouting: dikte 200 mm ▪ Uitsparing in welfsel: 100 x 600 mm ▪ Verbindingsstaven
III		▪ Rechthoekige balk ▪ Opleg welfsel: 100 mm ▪ Opgrouting: dikte 200 mm ▪ Uitsparing in welfsel: 100 x 600 mm ▪ Verbindingsstaven ▪ Gedegradeerd grout in welfselholtes

3.1 Model I

Het model wordt besproken volgens de verschillende modules van de Abaqus/CAE-omgeving. Ten eerste worden de verschillende onderdelen besproken. Hierna wordt ingegaan op de verschillende materiaaleigenschappen die aan deze onderdelen zijn toegekend. Ten derde wordt gezamenlijk ingegaan op de montage, de interacties en de randvoorwaarden. Daarna wordt er verdergegaan met de verschillende stappen die het numeriek model doorloopt. Tot slot wordt de mesh nog kort toegelicht.

3.1.1 Onderdelen (Parts)

Ten eerste worden alle nodige onderdelen aangemaakt om deze later samen te stellen tot een afgewerkt geheel dat model I vormt. Het samenstellen van de verschillende onderdelen wordt besproken in paragraaf 3.1.3.1.

3.1.1.1 Betonelementen

Allereerst worden de verschillende betonelementen besproken. Dit zijn de T-balken, het welfsel, de uiteindes opgelegd aan de andere zijden van de T-balken en het grout. Zoals eerder besproken in de literatuurstudie mag het grout als betonelement worden gemodelleerd. Al deze elementen worden 3D gemodelleerd als een vervormbaar element. Hiervoor worden eerst de 2D-afmetingen geschetst, waarna een extrusie toegepast wordt met de nodige diepte. In dezelfde module worden reeds de '*sets*' aangemaakt om hier later het nodige materiaal aan toe te kennen. De '*surfaces*' worden aangemaakt om het assembleren correct te laten verlopen en hier later de nodige interacties aan toe te kennen.

Een dwarsdoorsnede van het welfsel volgens de technische documentatie is zichtbaar in Figuur 10 (boven). Hierop is een vereenvoudiging gemaakt om het welfsel makkelijker te modelleren in Abaqus/CAE, zie Figuur 10 (onder). Het welfsel heeft een breedte van 1175 mm en een hoogte van 320 mm. Daarna wordt de 2D-schets geëxtrudeerd over een lengte van 8350 mm. Het welfsel is dus 8350 mm lang en wordt opgelegd op twee T-balken met een opleg van 100 mm, zie Figuur 11. Zowel voor het gehele welfsel in het midden, als voor de verkorte welfsels ter plaatse van de uiteindes wordt hetzelfde principe toegepast. De positionering van de voorspanstrengen wordt besproken in de paragraaf omtrent de montage.

De 2D-geometrie van de T-balken is zichtbaar in Figuur 13. Hierop is een extrusie toegepast volgens de breedte van het welfsel.

De afmetingen van het grout komen overeen met deze van het welfsel in dwarsdoorsnede. Het grout heeft een breedte van 1200 mm en een hoogte van 320 mm. Hierop is een extrusie toegepast gelijk aan 20 mm, want tussen het welfsel en de T-balk bevindt zich een ruimte van 20 mm, zie Figuur 11.

3.1.1.2 Wapening

Ten tweede worden de verschillende staalementen besproken. Dit zijn de voorspanstrengen in het welfsel en de wapening in de T-balk. Al deze elementen worden als een draad gemodelleerd waaraan later een dwarse sectie wordt toegekend. Deze draadmodellen worden dus getekend volgens de centerlijn van de wapening.

3.1.1.3 Varia

Verder worden nog enkele onderdelen aangemaakt, waarvan het nut later specifiek besproken wordt. Er worden nog eindplaten, steunen en referentiepunten aangemaakt.

De eindplaten bestaan enerzijds uit een vervormbare plaat en anderzijds uit een niet-vervormbare plaat. De vervormbare plaat heeft een dikte van 10 mm, terwijl de niet-vervormbare plaat geen dikte heeft en als schaalement gemodelleerd wordt. Deze platen hebben dezelfde breedte en hoogte als het welfsel.

De bovensteunen worden ook gemodelleerd als een vervormbare en niet-vervormbare plaat. De vervormbare plaat heeft opnieuw een dikte van 10 mm, terwijl de niet-vervormbare plaat weer als schaalement is gemodelleerd. Deze steunen hebben een breedte van 25 mm en een lengte gelijk aan de breedte van de bovenzijde van het welfsel.

Voor de ondersteunen wordt enkel een niet-vervormbare plaat gemaakt als schaalement. De afmetingen van deze plaat komen overeen met de onderkant van een T-balk.

De referentiepunten zullen later bij de montage gekoppeld worden aan de niet-vervormbare onderdelen om hieraan randvoorwaarden toe te kennen die dan van kracht zijn voor het gehele niet-vervormbare element, dit wordt verder uitgelegd in paragraaf 3.1.3.2.

3.1.2 Materiaaleigenschappen (Property)

In deze paragraaf worden per materiaal de belangrijkste eigenschappen besproken.

3.1.2.1 Beton

Zoals reeds aangehaald in de literatuurstudie is het belangrijk dat de niet-lineaire materiaaleigenschappen van beton correct gesimuleerd worden. De gekozen plasticiteitsparameters van het CDP-model zijn terug te vinden in Tabel 2. De spanning/rek-relatie van beton belast in druk is afhankelijk van de gekozen betonsterkteklasse en wordt bepaald aan de hand van een wiskundig model volgens NBN EN 1992-1-2. Het gedrag van beton belast op trek is gebaseerd op *fib* model code 2010. Beide relaties zijn eerder besproken in de literatuurstudie.

3.1.2.2 Grout

Zoals reeds aangehaald in de literatuurstudie wordt het gedrag van grout gemodelleerd met het CDP-model. Enerzijds wordt gewerkt met grout 1 dat dezelfde plasticiteitsparameters heeft als het beton van het welfsel, maar een lagere betonsterkteklasse. De spanning/rek-relatie van het grout belast op druk en trek wordt opnieuw bepaald volgens respectievelijk NBN EN 1992-1-2 en de *fib* model code 2010. Anderzijds wordt gewerkt met grout 2 en grout 3 dat afwijkende plasticiteitsparameters heeft in vergelijking met deze aangenomen voor het beton van het welfsel, hiervoor wordt verwezen naar de literatuurstudie, zie Tabel 7. De spanning/rek-relatie van het grout belast op druk en trek wordt wederom bepaald volgens respectievelijk NBN EN 1992-1-2 en de *fib* model code 2010. Dit keer wordt niet per se een lagere betonsterkteklasse gehanteerd, maar wordt deze overgenomen uit de literatuur. De gevonden literatuur is niet ten volste te vertrouwen, waardoor geopteerd wordt om voornamelijk verder te werken met grout 1.

3.1.2.3 Staal

Het materiaalgedrag van voorspanstaal wordt gemodelleerd volgens een bilineaire spanning/rek-relatie. Het eerste lineaire deel is het lineair elastisch gedrag van het voorspanstaal tot de karakteristieke 0,1% rekgrens $f_{p0,1k}$. Hierna start het tweede lineaire deel, deze loopt tot de karakteristieke treksterkte (f_{pk}). Na het bereiken van de rek bij breuk (ϵ_{puk}), zakt de waarde van de spanning direct naar 20 N/mm². Deze plotse daling zorgt ervoor dat het grafisch zichtbaar is waar de voorspanstrengen falen, zonder dat het rekenmodel vastloopt ten gevolge van spanningsloze condities. Op de posities waar de lage spanningswaarde van 20 N/mm² voorkomt, worden de voorspanstrengen beschouwd als gefaald.

Het eerste lineaire deel is puur afhankelijk van f_{pk} , deze waarde wordt altijd gelijk genomen aan 1860 N/mm². Het tweede lineaire deel is afhankelijk van f_{pk} , ϵ_{puk} en de elasticiteitsmodulus van het voorspanstaal (E_p). De elasticiteitsmodulus van het voorspanstaal wordt altijd gelijk genomen aan 195 000 N/mm². In de verdere parameterstudie zal de waarde van ϵ_{puk} gewijzigd worden, waardoor een ander bilineair verloop ontstaat voor de spanning/rek-relatie van het voorspanstaal.

De staalspanningen in de T-balk blijven ver beneden de vloeigrens, waardoor voor het wapeningsstaal geen plastische eigenschappen worden gemodelleerd. Het materiaalgedrag van het wapeningsstaal, de steunen en de eindplaten wordt gemodelleerd volgens een lineair elastische spanning/rek-relatie. Het verloop van dergelijk diagram is enkel afhankelijk van de elasticiteitsmodulus van het wapeningsstaal, deze wordt steeds gelijk genomen aan 210 000 N/mm². Dit staal wordt dus gemodelleerd volgens de wet van Hooke.

Tabel 9: materiaaleigenschappen voorspanstaal vs wapeningsstaal

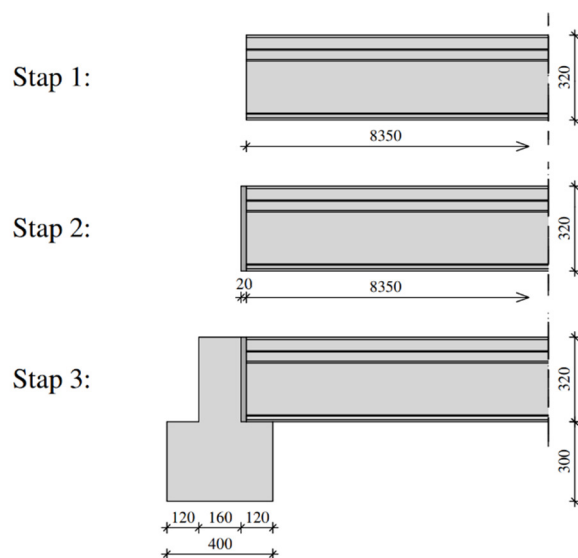
	E_s [N/mm ²]	ν	ϵ_{uk}	f_{pk} [N/mm ²]	$f_{p0,1k}$ [N/mm ²]
voorspanstaal	195 000	0,3	0,05	1860	1674
wapeningsstaal	210 000	0,3	0,05	/	/

3.1.3 Samenzetting

In deze paragraaf wordt dieper ingegaan op de montage (assembly), de interacties (interaction), de belastingen (load) en de randvoorwaarden (boundary conditions) van het model.

3.1.3.1 Montage (Assembly) en Interacties (Interaction)

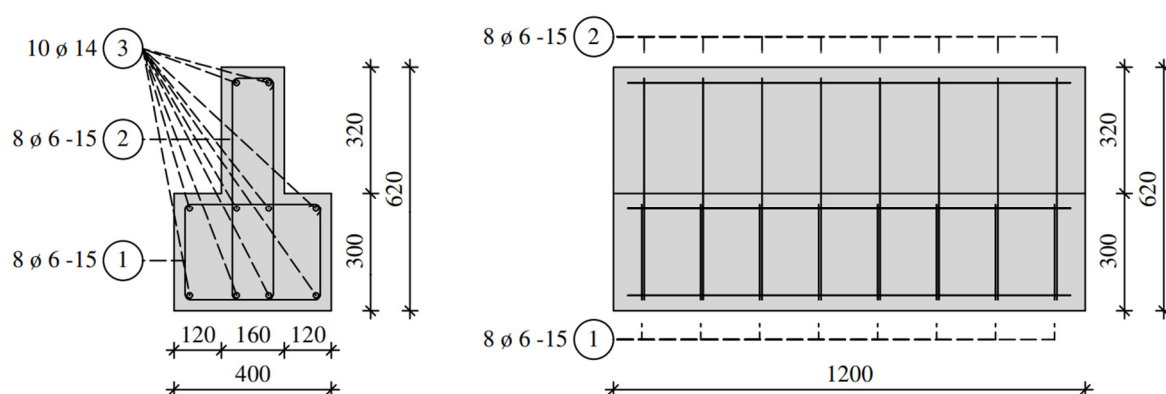
Eenmaal de onderdelen gemaakt zijn en voorzien zijn van de bijhorende materiaaleigenschappen worden deze in een volgende fase geassembleerd tot één geheel. Concreet betekent dit dat alle onderdelen aan elkaar worden gezet via raakpunten, -lijnen en -vlakken. In deze paragraaf wordt toegelicht hoe dit gebeurt om zo inzicht te krijgen in de geometrische opbouw van het model. Ten eerste worden de betonelementen aan elkaar geplaatst. Het welfsel wordt ingeladen [stap 1] en op de uiteinden wordt dit verbonden met het grout. Voorlopig is enkel de positie van de onderdelen correct, maar werken deze nog niet samen. Om beide onderdelen samen te laten werken moet een interactievoorwaarde opgelegd worden. Hiervoor wordt een ‘*tie constraint*’ gebruikt, dit wordt gezien als een perfect vaste verbinding tussen de raakvlakken van twee elementen [stap 2]. Dit is een vereenvoudiging van de realiteit aangezien deze perfecte verbinding praktisch niet mogelijk is. Daarna wordt de T-balk ingeladen [stap 3]. De T-balk heeft drie raakvlakken met andere elementen: twee met het grout en één met het welfsel. Om de interactie tussen deze elementen te definiëren wordt opnieuw gebruik gemaakt van ‘*tie constraints*’. Deze actie wordt herhaald aan het andere uiteinde van het welfsel, weliswaar in spiegelbeeld ten opzichte van het midden van de overspanning.



Figuur 12: montage van de betonelementen

Vervolgens moet de wapening voorzien worden in de verschillende elementen. Enerzijds wordt er wapeningsstaal geplaatst in de T-balk, anderzijds wordt voorspanstaal voorzien in het welfsel.

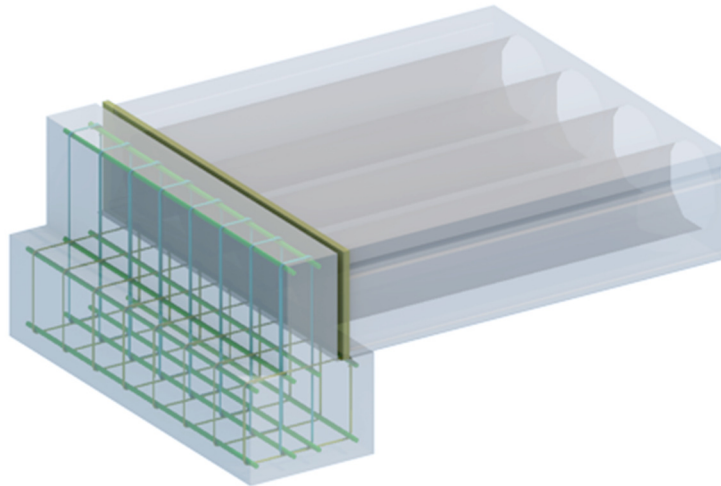
De wapening in de T-balk wordt bepaald volgens enkele vuistregels die volgen uit de literatuur, namelijk een wapeningspercentage van $\pm 1\%$ en een beugelwapening om de 10 tot 15 cm om scheuren ten gevolge van dwarskracht te beperken (Ritzen & Smet, 2012). Daarnaast wordt ook een betondekking van 25 mm vooropgesteld. De wapening die in de balk geplaatst wordt, staat afgebeeld op Figuur 13, de positienummers verwijzen naar de wapening en corresponderende buigvorm die als een buigstaat is toegevoegd aan de bijlages. Beugels met een diameter van 6 mm worden in de onderzijde van de balk geplaatst om de 15 cm en dit over de volledige gemodelleerde lengte van de balk. Deze dwarswapening wordt geschrinkt met andere beugels die lopen volgens de verticaal van de balk. Verder wordt in elke beugelhoek en -kruising een langse staaf geplaatst met diameter 14 mm die tangentieel verbonden is aan de beugels.



Figuur 13: dwarsdoorsnede van de T-balk (links) & langsdoorsnede van de T-balk (rechts)

De wapening zit op de correcte positie in de T-balk, maar er is nog geen samenwerking met het beton. Om de hechting te voorzien tussen staal en beton moet opnieuw een interactievoorwaarde toegekend worden. In dit geval wordt deze voorzien als een ‘*embedded region*’.

Zoals eerder aangehaald wordt in Abaqus/CAE een vereenvoudiging van het welfsel gemodelleerd. Bijgevolg treedt ook een afwijking op bij de positionering van de wapening. Er wordt vanuit gegaan dat dit nauwelijks een effect heeft op de resultaten, omdat de verticale ligging van de strengen eenduidig vastligt. De spanningen zijn namelijk vooral afhankelijk van de ligging van de voorspanstrengen ten opzichte van de neutrale vezel en minder van de horizontale positie van deze strengen. De posities van deze strengen zijn terug te vinden in Figuur 11. In de praktijk worden de welfsels op maat gesneden, ook de wapeningsstrengen hebben dan deze lengte en zijn zichtbaar ter plaatse van de zaagsnede. De ervaring leert echter dat er in Abaqus/CAE een numerieke onstabiliteit optreedt wanneer de strengen over de volledige lengte van het welfsel gemodelleerd worden. Dit probleem kan eenvoudig opgelost worden door de strengen enkele millimeters korter te modelleren dan de lengte van het welfsel. Daarom wordt de streng aan elk uiteinde 12,5 mm ingekort, de totale lengte van elke streng is bijgevolg 25 mm korter dan de lengte van het welfsel. Om een duidelijk beeld te krijgen van de connectie wordt verwezen naar Figuur 14.

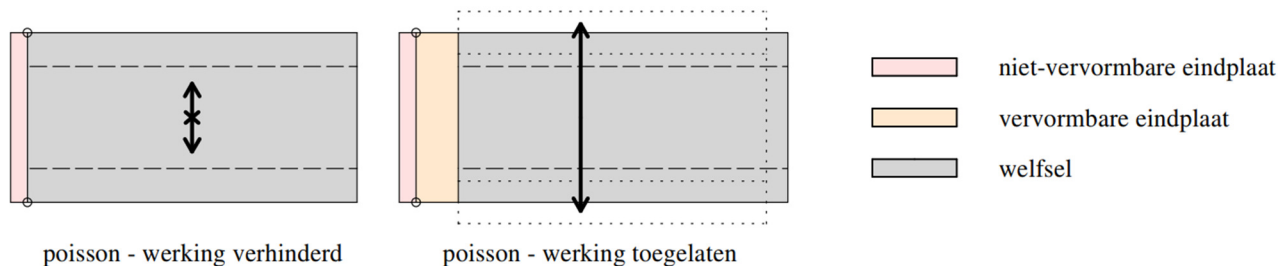


Figuur 14: transparante 3D-voorstelling van connectiedetail (model I)

3.1.3.2 Randvoorwaarden (Boundary Conditions)

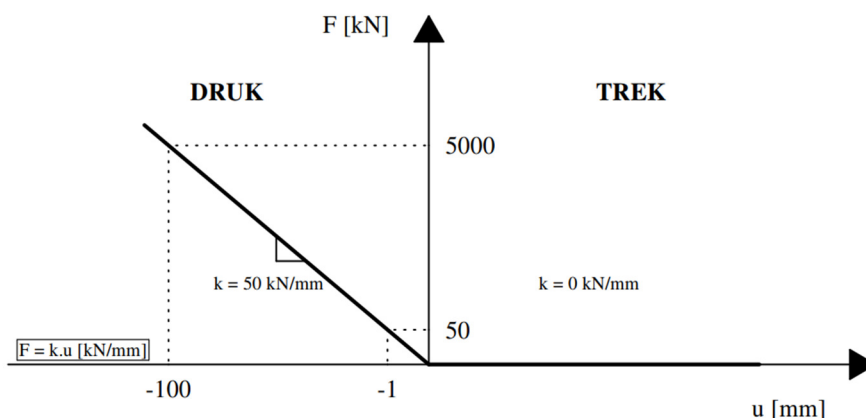
Zoals reeds in de literatuurstudie besproken, zullen membraankrachten ontstaan bij transversaal belaste holle welfsels, waarbij de verplaatsingen aan de uiteindes van het welfsel deels worden verhinderd door de stijfheid van de naastliggende elementen. Dit leidt tot een opmerkelijke verhoging van de draagcapaciteit van het betonelement. Om rekening te houden met deze extra draagcapaciteit worden randvoorwaarden opgelegd, zodat een stijf omringend geheel van het welfsel wordt gesimuleerd.

Ten eerste wordt een verkort welfsel van één meter lang opgelegd aan de andere zijde van de T-balk. Er wordt opnieuw grout voorzien tussen beide elementen. De verbinding tussen de verschillende onderdelen gebeurt aan de hand van ‘*tie constraints*’. Om het gedrag van de naastliggende structuur te modelleren, wordt de niet-vervormbare plaat aan het uiteinde van het verkorte welfsel gezet. Deze plaat wordt gekoppeld aan een veer die de aanwezigheid van de omringende structuur simuleert. Verder worden ook randvoorwaarden toegekend aan de niet-vervormbare eindplaat door middel van een referentiepunt dat hierop geplaatst wordt. Doordat de niet-vervormbare plaat met behulp van een ‘*tie-constraint*’ verbonden is aan het verkort welfsel, wordt de poisson-werking van het welfsel verhinderd, zie Figuur 15. Dit zou resulteren in onnodige spanningsconcentraties ter plaatse van de hoekpunten waar de connectie gebeurt tussen de niet-vervormbare eindplaat en het welfsel. Om dit te vermijden wordt een vervormbare eindplaat tussengevoegd aan de hand van een ‘*tie-constraint*’, zie Figuur 15. Op deze manier wordt poisson-werking van het welfsel toegelaten en kunnen de randvoorwaarden nog op eenzelfde manier worden toegekend. De randvoorwaarden toegekend aan het referentiepunt op de niet-vervormbare eindplaat verhinderen translatie in de breedterichting van het welfsel. Hiermee wordt de uitzetting in de breedterichting van het welfsel tegengegaan ten gevolge van de voorspanning. Verder wordt de rotatie om de langs- en hoogterichting van het welfsel vastgehouden.



Figuur 15: poisson-werking ter plaatse van aansluiting met eindplaten

Aangezien de translatie volgens de lengterichting van het welfsel niet tegengehouden wordt door de niet-vervormbare eindplaat, is er momenteel geen stijfheid van de omringende structuur in rekening gebracht. Deze wordt gerealiseerd aan de hand van een lineaire veer tussen de niet-vervormbare eindplaat en een vast referentiepunt. Aan deze veer kunnen verschillende veerconstantes toegekend worden afhankelijk van hoe stijf de omringende structuur wenst gemodelleerd te worden. De veer is gemodelleerd zodanig dat deze geen tegenkracht uitoefent wanneer deze verder uitgerekt wordt dan de initiële positie, zie Figuur 16. De veer zal daarom enkel een reactiekracht ontwikkelen als deze wordt onderworpen aan een drukkracht. Dit is gewenst wanneer onderzoek gevoerd wordt naar de drukmembraanwerking in het welfsel.

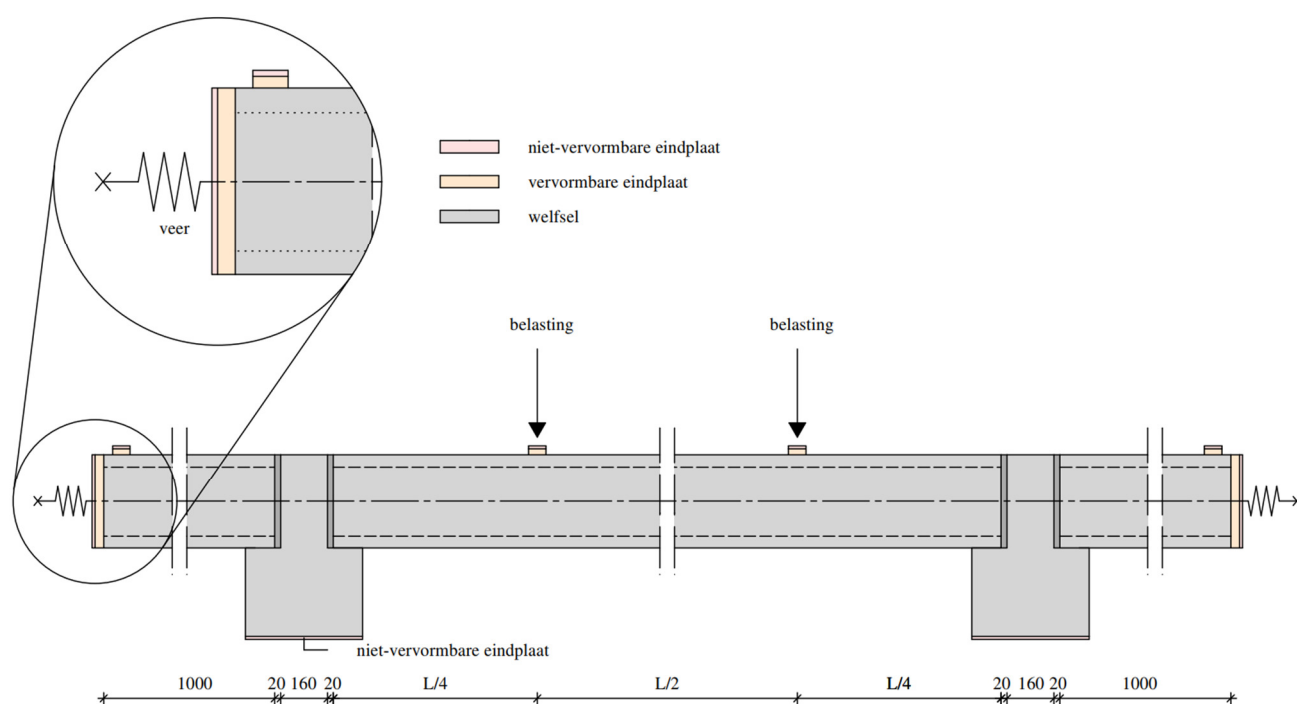


Figuur 16: gedrag lineaire veer met veerconstante (K) gelijk aan 50 kN/mm

Naast de eindplaat aan het verkort welfsel, wordt ook nog een bovensteun aangebracht aan dit uiteinde. Deze steun is wederom opgebouwd uit een vervormbaar en niet-vervormbaar element omwille van het toelaten van de poisson-werking en het vermijden van spanningsconcentraties. Met een referentiepunt worden de nodige randvoorwaarden toegekend aan de bovensteun. Enerzijds wordt de translatie in de hoogterichting van het welfsel vastgezet, om opzweven tegen te gaan. Anderzijds wordt de rotatie van de steun tegengehouden in de langs- en hoogterichting van het welfsel.

Bovendien wordt nog een niet-vervormbare plaat aan de onderkant van de T-balk vastgemaakt met een ‘*tie constraint*’. De enige vrijheid die toegekend wordt aan de T-balk is een translatie volgens de breedte- en langsrichting van het welfsel. De translatie volgens de hoogterichting van het welfsel wordt tegengehouden, omdat de T-balk als steunpunt fungeert. In eerste instantie wordt de rotatie om de langs- en breedterichting van het welfsel vastgehouden, omdat dit eigen is aan de structuur. Dit resulteert echter in het vastlopen van het rekenmodel, vandaar wordt geopteerd om alle rotaties vast te zetten.

De laatste randvoorwaarde die wordt opgelegd, bevindt zich in het midden van de overspanning. Het welfsel wordt tegengehouden in het midden volgens de langsrichting, zodat het welfsel niet zou verplaatsen tijdens de voorspanstap. Deze randvoorwaarde wordt dan uitgezet in de belastingstap.



Figuur 17: voorstelling randvoorwaarden en principe van de veer (model I)

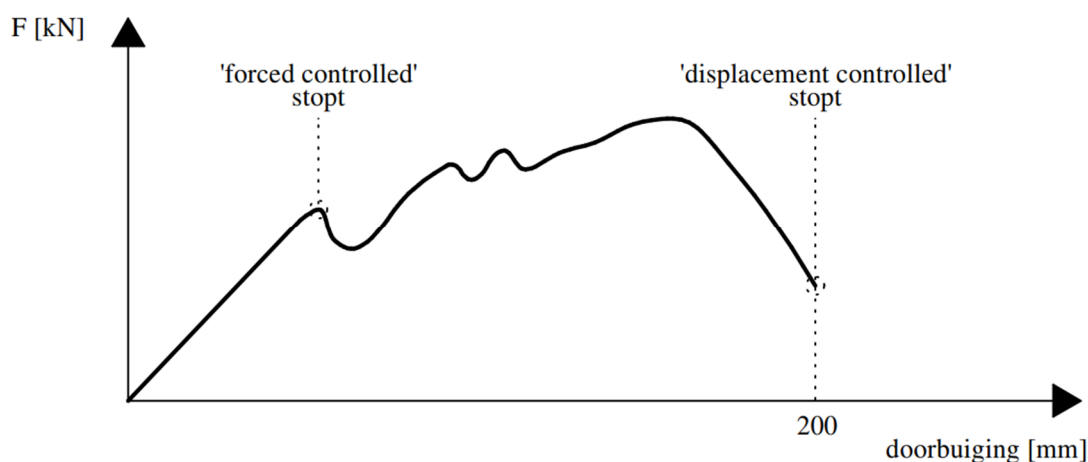
3.1.3.3 Belasting (Load)

Er worden twee types belastingen aangebracht. Enerzijds wordt het eigengewicht van het welfsel aangebracht, anderzijds wordt de aangebrachte belasting die door de vijzels wordt aangebracht gemodelleerd.

Het eigengewicht wordt aangebracht in de voorspanstap als een drukkracht op de bovenkant van het welfsel. Deze kracht wordt berekend aan de hand van de technische documentatie van Fingo. Deze documentatie geeft mee dat het gewicht per lopende meter gelijk is aan 4,54 kN/m. Aangezien het welfsel een lengte heeft van 8,35 m, is de kracht op het volledige bovenoppervlak van het welfsel gelijk aan 37,909 kN. Door het bovenoppervlak te selecteren in Abaqus/CAE en bijhorende kracht in te vullen wordt dit automatisch gelijkmatig verdeeld over het oppervlak.

De belasting ten gevolge van de vijzels wordt geplaatst op bovensteunen in de belastingstap. Deze bovensteunen hebben dezelfde opbouw als deze gebruikt om randvoorwaarden aan toe te kennen. De bovensteun is noodzakelijk om ervoor te zorgen dat de belastingen niet op één enkele rij knopen aangrijpen. Dit keer wordt niet gewerkt met een drukkracht op een oppervlak, maar wordt een geconcentreerde belasting geplaatst op elk van de twee bovensteunen. De geconcentreerde belasting met een waarde tot 200 kN wordt toegekend aan het referentiepunt op de niet-vervormbare plaat, hierdoor kan deze gezien worden als een lijnlast over de volledige breedte van het welfsel.

Om het model ver genoeg te kunnen uitrekenen wordt ter plaatse van de belastingspunten een referentiepunt aangebracht waar enkele randvoorwaarden worden aan toegekend. Enerzijds wordt de rotatie rond de langs- en breedterichting van het welfsel vastgezet. Anderzijds wordt er een maximale doorbuiging van 200 mm opgelegd. Deze waarde wordt ruim genoeg gekozen zodat het welfsel faalt alvorens deze doorbuiging wordt bereikt. Daarom wordt dit een doorbuiging-gecontroleerde belastingswijze (displacement controlled) genoemd. Mocht er geopteerd worden voor een kracht-gecontroleerde belastingswijze (forced controlled), zou het rekenmodel bij de eerst optredende daling van de aangebrachte belasting stopgezet worden. Dit kan bijvoorbeeld optreden wanneer één voorspanstreng faalt waardoor een geringe krachtdaling optreedt en het model wordt stopgezet. Het is gewenst om het gedrag van het welfsel te kennen tot falen waardoor deze wijze van belasten niet wordt toegepast. Op Figuur 18 wordt het verschil in werking tussen beide belastingswijzen grafisch verduidelijkt.



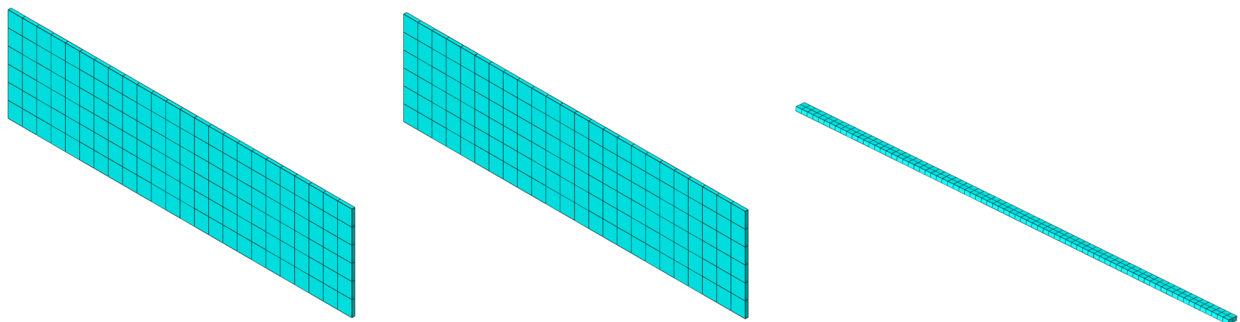
Figuur 18: verschil tussen beide belastingswijzen (forced controlled vs displacement controlled)

3.1.4 Stappen (Steps)

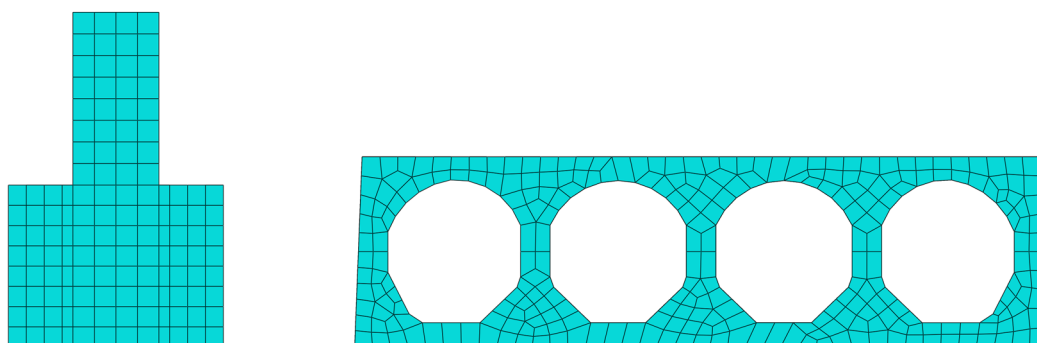
Naast de initiële stap die standaard gecreëerd wordt door Abaqus/CAE, bestaat de numerieke berekening uit nog twee stappen. In de initiële stap gebeurt de voorspanning van de voorspanstrengen aan de hand van de ‘*predefined field*’-optie. Deze voorspanning wordt overgebracht op het welfsel door in de voorspanstap de voorspanning los te laten. Hierdoor ontstaat een verkorting van het welfsel en een opwaartse zeeg. Hiernaast wordt het eigengewicht nog aangebracht van het welfsel in de voorspanstap. In de volgende stap, de belastingstap, worden twee lijnlasten geplaatst, telkens op één vierde van de overspanning van de uiteindes van het welfsel. Door deze lijnlasten in waarde te laten toenemen kunnen vervormingen, scheurpatronen en de bezwijkbelasting worden bestudeerd (Thienpont, Caspee, De Corte & Van Coile, 2022).

3.1.5 Mesh

De mesh voor de betonelementen, vervormbare eindplaten en vervormbare steunen bestaat uit ‘*8-noded hexahedral (brick) elements with reduced integration (C3D8R)*’. Deze voor de niet-vervormbare onderdelen bestaat uit ‘*4-noded quadrilateral linear rigid elements (R3D4)*’. De wapeningsstaven en voorspanstrengen hebben een mesh bestaande uit ‘*2 noded linear truss elements (T3D2)*’. Bijhorende afmetingen van de mesh van de verschillende onderdelen zijn terug te vinden in Tabel 10. Verder geven figuren 19 en 20 de mesh weer van enkele onderdelen.



Figuur 19: links: 3D-weergave mesh eindplaat, midden: 3D-weergave mesh grout, rechts: 3D-weergave mesh bovensteun



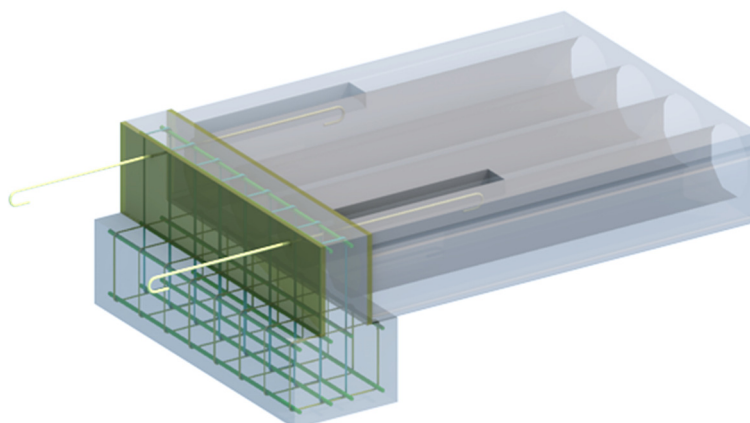
Figuur 20: links: dwarsdoorsnede T-balk & rechts: dwarsdoorsnede welfsel

Tabel 10: instellingen mesh voor model I

onderdeel	elementtype	elementgrootte [mm]	minimum elementgrootte [mm]
eindplaat	C3D8R	40	4
groutopvulling	C3D8R	20	2
bovensteun	C3D8R	15	1
T-balk	C3D8R	40	4
welfsel	C3D8R	30	3
niet-vervormbare bovensteun	R3D4	10	1
niet-vervormbare ondersteun	R3D4	50	5
niet-vervormbare eindplaat	R3D4	50	5
langswapening	T3D2	12,5	1,25
wapeningsbeugels	T3D2	40	4
voorspanstrengen	T3D2	25	2,5

3.2 Model II

In deze paragraaf worden de verschillen uitgelegd tussen model I en model II, zie Tabel 8. Ten eerste verschilt het tweede model van het eerste model door de balk die gebruikt wordt om het welfsel op te leggen. Ten tweede worden ter plaatse van de buitenste holtes van het welfsel uitsparingen gemaakt. In deze openingen wordt een verbidingsstaaf gelegd die door de balk heen loopt, zie Figuur 21. De openingen in de welfsels en de ruimte tussen de twee opgelegde welfsels worden volledig opgegrout. Tot slot wordt de mesh van de nieuwe onderdelen kort toegelicht.



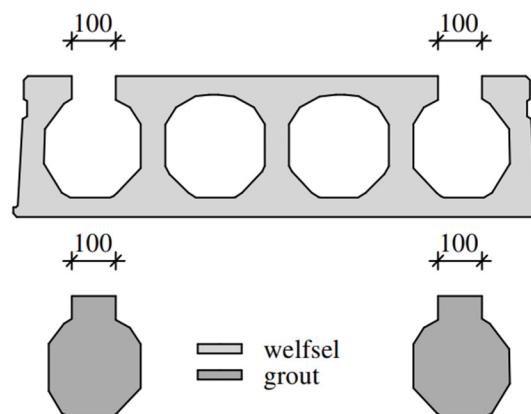
Figuur 21: transparante 3D-voorstelling van connectiedetail (model II)

3.2.1 Onderdelen (Parts)

De onderdelen die verschillen van model I worden in wat volgt toegelicht. De samenstelling van deze onderdelen wordt behandeld in de paragraaf omtrent de montage.

3.2.1.1 Betonelementen

Om de openingen te voorzien aan de uiteindes van het welfsel wordt een nieuw onderdeel aangemaakt. Dezelfde schets als voor het welfsel wordt gebruikt, maar boven de buitenste holtes worden openingen voorzien. Deze openingen hebben een breedte van 100 mm, zie figuren 22 en 23. De holtes moeten een lengte hebben van 600 mm, dus wordt op de 2D-schets een extrusie van 600 mm toegepast.



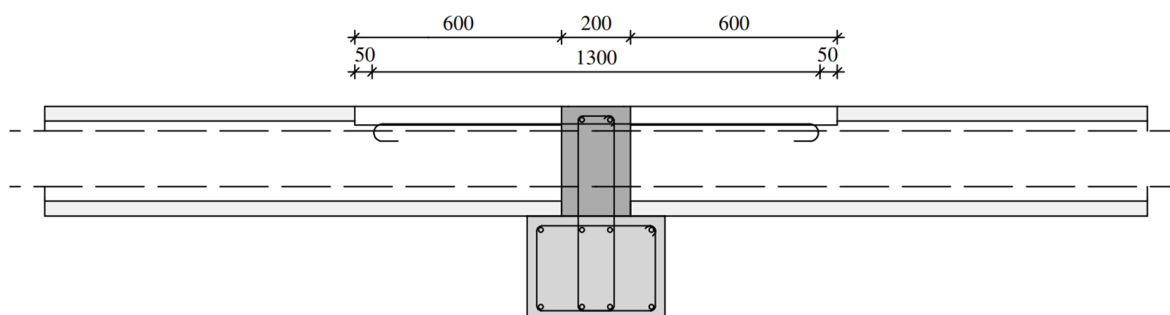
Figuur 22: 3D-voorstelling openingen in welfsel en groutopvulling

Figuur 23: 2D-voorstelling openingen in welfsel en groutopvulling

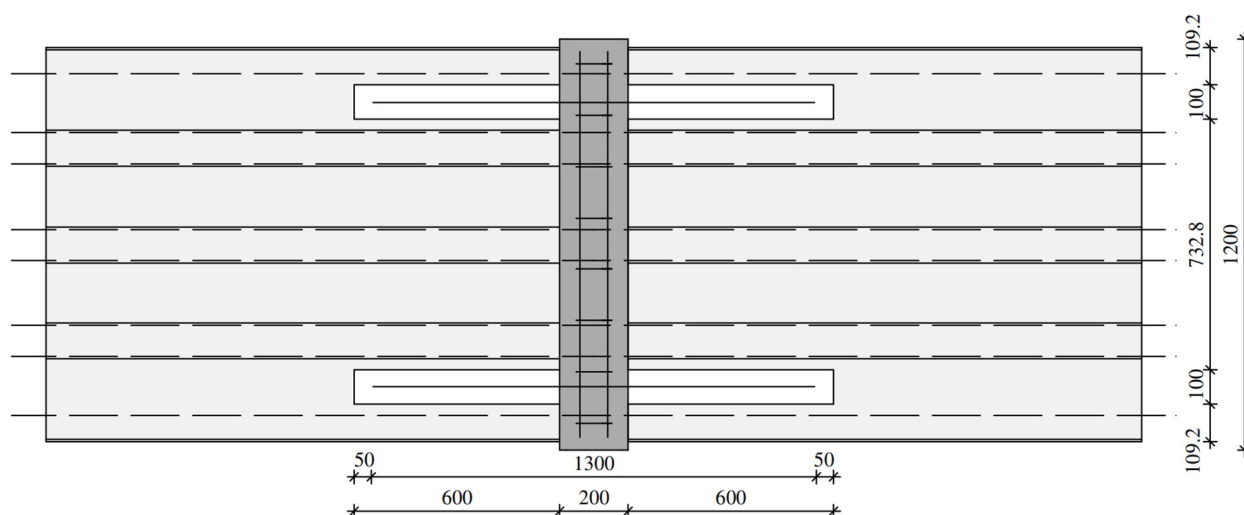
Om de opvulling van het grout te voorzien worden drie nieuwe onderdelen aangemaakt. Ten eerste wordt een balkvormig onderdeel aangemaakt om de opvulling te voorzien tussen de twee opgelegde welfsel. Deze balk heeft volgende afmetingen (b x h x l): 200x320x1200 mm. Ten tweede wordt een onderdeel aangemaakt waarvan de 2D-schets de contour volgt van de linkse holte en de daarboven voorziene opening, zie Figuur 23. Ook dit onderdeel moet een lengte hebben van 600 mm, dus wordt op de 2D-schets een extrusie van 600 mm toegepast. Tot slot wordt hetzelfde gedaan voor de rechtse holte. De betonbalk heeft een rechthoekige doorsnede met een breedte van 400 mm en een hoogte van 300 mm.

3.2.1.2 Wapening

De positionering van de wapening in de balk blijft hetzelfde als bij model I. Het enige nieuwe stalen onderdeel dat wordt toegevoegd, is de verbindingsstaaf die in de openingen ligt van het welfsel, zie figuren 24 en 25. Dit onderdeel wordt opnieuw als een draad gemodelleerd waaraan later een dwarse sectie wordt toegekend.



Figuur 24: langsdoorsnede connectiedetail model II



Figuur 25: horizontale doorsnede connectiedetail model II

3.2.2 Materiaaleigenschappen (Property)

3.2.2.1 Staal

Het materiaalgedrag van de verbindingsstaaf wordt gemodelleerd volgens een bilineaire spannings/rek-relatie. Het eerste lineaire deel is het lineair elastisch gedrag van de verbindingsstaaf tot de vloeispanning (f_y). Hierna start het tweede lineaire deel, deze loopt tot de treksterkte (f_t). Na het bereiken van de rek bij breuk (ϵ_{ruk}), zakt de waarde van de spanning direct naar 20 N/mm². Er wordt opnieuw niet gezakt naar een spanningsloze toestand om de numerieke stabiliteit van het model te garanderen. De waarden van de hierboven genoemde parameters zijn terug te vinden in Tabel 11.

Tabel 11: materiaaleigenschappen verbindingssstaaf

	E_r [N/mm ²]	ν	ϵ_{ruk}	f_y [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]
verbindingssstaaf	210 000	0,3	0,05	544,5	605

3.2.2.2 Samenzetting

In deze paragraaf wordt dieper ingegaan op de montage en de interacties. Voor de belastingen en de randvoorwaarden worden dezelfde principes gehanteerd als model I.

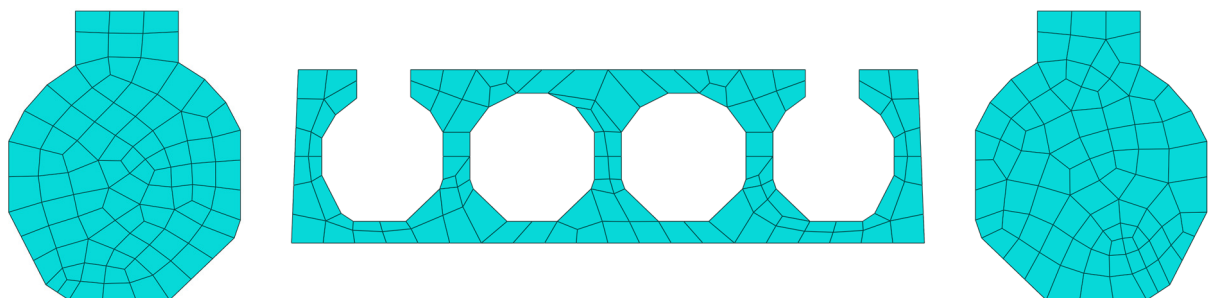
3.2.2.3 Montage (Assembly) en Interacties (Interaction)

Het gedeelte welfsel met de openingen wordt vastgemaakt aan het resterende deel van het welfsel door middel van een ‘*tie constraint*’. Hierna wordt het welfsel opgelegd op de rechthoekige balk met een opleg van 100 mm, ook deze verbinding komt tot stand met een ‘*tie constraint*’. Daarna gebeurt de verbinding van het welfsel met de drie verschillende groutonderdelen aan de hand van een ‘*tie constraint*’. Op dezelfde manier wordt de groutbalk nog verbonden met de andere groutonderdelen en de rechthoekige betonbalk.

Om de hechting te voorzien tussen de verbindingssstaaf en beton moet gebruik gemaakt worden van een ‘*embedded region*’. Aangezien de verbindingssstaaf door drie onderdelen loopt, wordt dit per verbindingssstaaf drie keer uitgevoerd.

3.2.3 Mesh

Op Figuur 26 wordt de mesh van de nieuwe onderdelen weergegeven. De bijhorende instellingen zijn terug te vinden in Tabel 12.



Figuur 26: links: dwarsdoorsnede opvulling grout in linkse holte, midden: dwarsdoorsnede uiteinde welfsel met openingen, rechts: dwarsdoorsnede opvulling grout in rechtse holte

Tabel 12: instellingen mesh voor model II

onderdeel	elementtype	elementgrootte [mm]	minimum elementgrootte [mm]
uiteinde welfsel met openingen	C3D8R	59	5,9
grout in linkse holte	C3D8R	30	3
grout in rechtse holte	C3D8R	30	3
groutbalk	C3D8R	20	2
rechthoekige balk	C3D8R	40	4
verbindingstaaf	T3D2	45	4,5

3.3 Model III

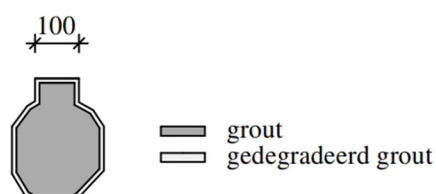
In deze paragraaf worden de verschillen uitgelegd tussen model II en model III, zie Tabel 8. In model II wordt aangenomen dat er een perfecte verbinding bestaat tussen het grout dat in de openingen van het welfsel gegoten wordt en het welfsel zelf. In realiteit ontstaat een onthechting van het grout met het welfsel, ten gevolge van krimp van het ter plaatse gestorte grout. Om hiermee rekening te houden wordt het groutonderdeel dat in de opening van het welfsel geplaatst wordt, omhuld met een dunne laag grout dat slechtere eigenschappen heeft dan het originele grout.

3.3.1 Onderdelen (Parts)

Om model III te maken dienen slechts twee onderdelen gewijzigd te worden.

3.3.1.1 Betonelementen

De groutonderdelen in de linkse en rechtse opening moeten worden aangepast. Elk onderdeel wordt als het ware opgesplitst in twee verschillende delen, zie Figuur 27. Het grootste gedeelte bestaat uit de kern, deze kern is omhuld door 10 mm materiaal.



Figuur 27: groutkern met omhulling van gedegradeerd grout

3.3.2 Materiaaleigenschappen (Property)

De materiaaleigenschappen van beide delen van het groutonderdeel worden verder besproken.

3.3.2.1 Beton

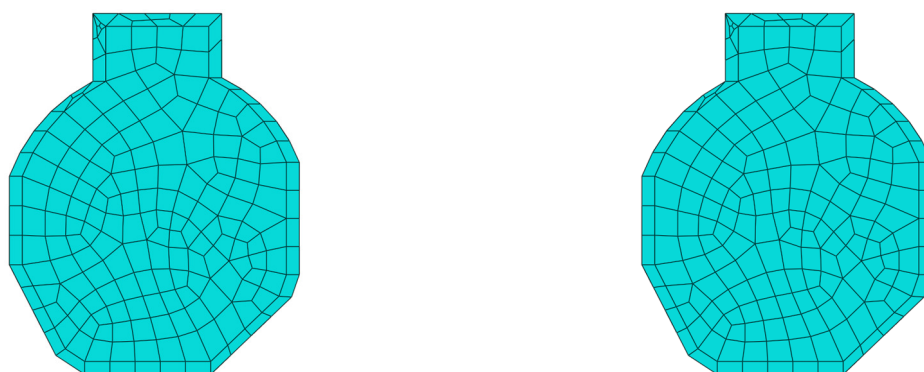
De materiaaleigenschappen van de kern zijn dezelfde als deze voor groutsoort 1, zie Tabel 7. Voor de omhulling wordt een keer gewerkt met een karakteristieke cilinderdruksterkte (f_{ck}) gelijk aan 5 % en 17,5 % van deze voor groutsoort 1. Enkele materiaaleigenschappen van deze gedegradeerde groutsoorten zijn terug te vinden in Tabel 13.

Tabel 13: materiaaleigenschappen van gedegradeerde groutsoorten

	E_c [N/mm ²]	f_{cm} [N/mm ²]
$f_{ck,5\%}$	5647	10
$f_{ck,17,5\%}$	8471	15

3.3.3 Mesh

De mesh van de gedegradeerde groutelementen staan afgebeeld in Figuur 28. De bijhorende instellingen zijn terug te vinden in Tabel 14.



Figuur 28: links: dwarsdoorsnede opvulling gedegraderd grout in linkse holte & rechts: dwarsdoorsnede opvulling gedegraderd grout in rechtse holte

Tabel 14: instellingen mesh voor model III

onderdeel	elementtype	elementgrootte [mm]	minimum elementgrootte [mm]
gedegraderd grout links	C3D8R	20	2
gedegraderd grout rechts	C3D8R	20	2

4 Resultaten

In dit hoofdstuk worden de resultaten besproken die uit de eindige-elementenberekening voortkomen. In eerste instantie wordt gekeken naar de maximale verticale belasting en de daarmee overeenstemmende doorbuiging die een bepaald model kan bereiken. Verder zal blijken dat deze belasting niet per se samenvalt met de bezwijklast. Voor elk model wordt een kracht-verplaatsingscurve geplot, waarop kritieke punten en zones worden aangeduid. Dit zijn voornamelijk overgangen tussen het vloeien of falen van wapeningsstaven en voorspanstrengen en het al dan niet optreden van scheuren in het beton of grout.

Ten tweede wordt dieper ingegaan op de maximale horizontale reactiekracht die bereikt wordt wanneer het desbetreffende model aan dezelfde vierpuntsbuigproef onderworpen wordt. Deze waarde geeft een indicatie van de grootte van de drukmembraanwerking die zich opbouwt in het welfsel. Opnieuw wordt voor elk model een kracht-verplaatsingscurve geplot.

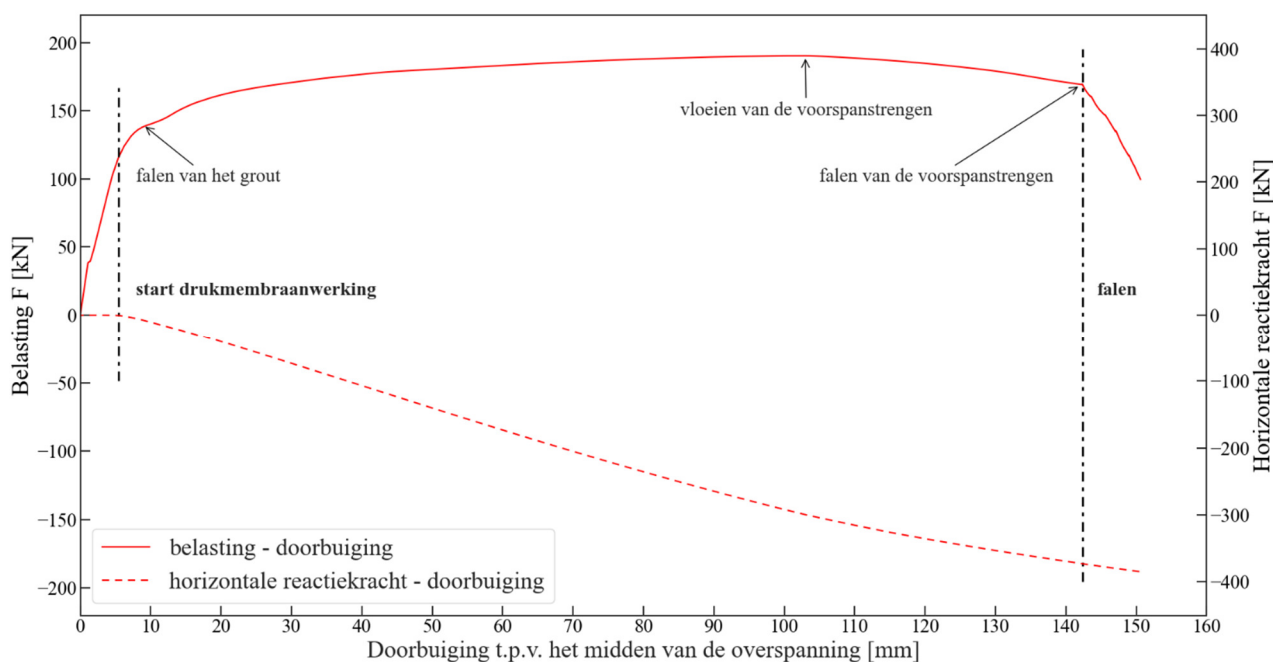
Tot slot worden de verschillende modellen onderling vergeleken om de invloed van het type constructiedetail op de drukmembraanwerking te analyseren. Hierbij worden de modellen ook vergeleken met het eerder gevoerd onderzoek door Thienpont et al. (2022). Op deze manier wordt een inschatting gemaakt van de supplementaire draagkracht die ontstaat ten gevolge van drukmembraanwerking in het welfsel. De maximaal optredende horizontale krachten worden vergeleken met deze die optreden in het numeriek restrained model van Thienpont et al. (2022).

Uit de resultaten blijkt dat de modellen andere gedragingen vertonen bij verschillende veerconstanten, vandaar wordt de analyse eens uitgevoerd voor een K gelijk aan 50 kN/mm en 250 kN/mm.

4.1 Kracht-verplaatsingscurves bij een veerconstante $K = 50 \text{ kN/mm}$

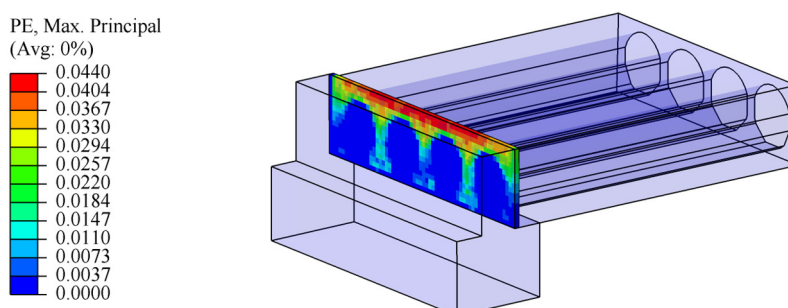
4.1.1 Model I

Figuur 29 geeft de kracht-verplaatsingscurves weer van model I bij een veerconstante van 50 kN/mm . Dit model heeft een overspanning van $8,55 \text{ meter}$. De betonkwaliteit van het welfsel is C50/60 en heeft een gemiddelde cilinderdruksterkte (f_{cm}) van 58 N/mm^2 . Het grout dat gebruikt wordt, heeft een f_{cm} van 48 N/mm^2 . Verder is de rek bij breuk van de voorspanstrengen gelijk aan 5% .



Figuur 29: kracht-verplaatsingscurve model I met $K = 50 \text{ kN/mm}$

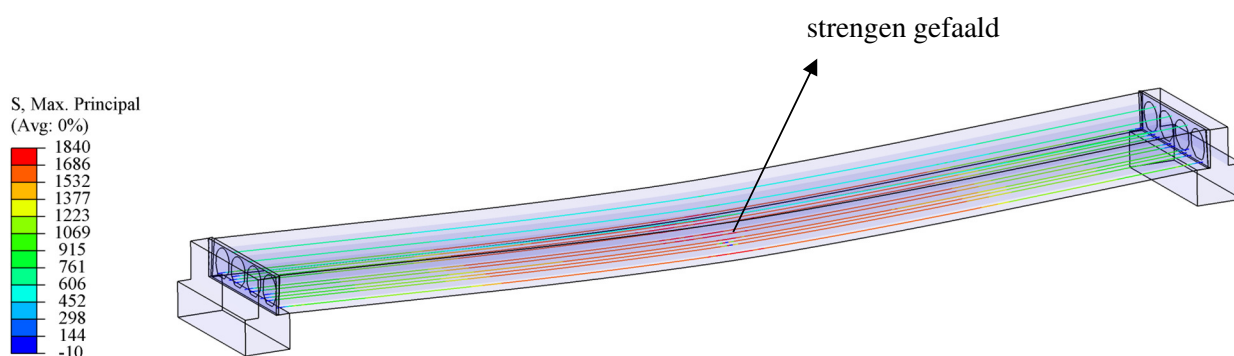
In eerste instantie is een lineair elastisch verband op te merken bij toenemende belasting. De rechte wordt gevolgd tot de eerste scheuren in het grout optreden ten gevolge van trek. Deze trek wordt veroorzaakt door de opbuiging van de welfseluiteinden ten gevolge van het aanbrengen van de belasting. Vanaf dit moment start de drukmembraanwerking in het welfsel.



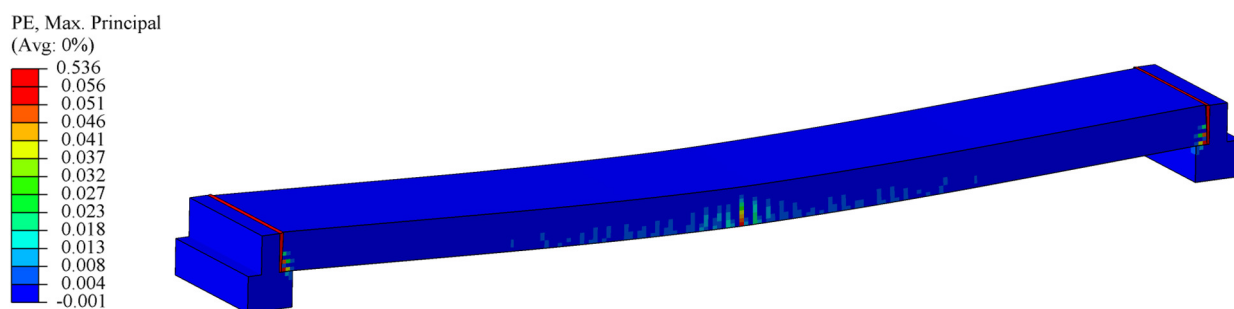
Figuur 30: 3D-visualisatie van de rek [mm/mm] in het grout tonen scheuren aan

Uiteindelijk faalt het grout omdat de trek aan de bovenzijde de treksterkte van $3,50 \text{ N/mm}^2$ overschrijdt, zie Figuur 30. Kort daarna treden de eerste buigscheuren op ter plaatse van het midden van de overspanning. De doorbuiging neemt verder toe bij stijgende belasting tot een maximale waarde ($F_{v,max}$) van $190,38 \text{ kN}$ en bijhorende doorbuiging van $102,96 \text{ mm}$. Dit is eveneens het moment waarop de onderste voorspanstrengen de vloeigrens van 1674 N/mm^2 bereiken. Vanaf dan worden de strengen plastisch vervormd, waardoor bij het wegnemen van de belasting een permanente rek aanwezig blijft in de voorspanstrengen. Dit gaat door tot de onderste wapeningsstrengen om beurt de treksterkte van 1860 N/mm^2 bereiken en uiteindelijk breken, het welfsel faalt bij een kracht van $169,21 \text{ kN}$ en bijhorende doorbuiging van $142,38 \text{ mm}$. De horizontale kracht ($F_{h,max}$) die optreedt bij het falen is gelijk aan $376,10 \text{ kN}$.

Op Figuur 31 zijn lage spanningswaarden ter plaatse van het midden van de overspanning te zien voor twee onderstrengen. Op deze positie bezwijken deze strengen, dit wordt visueel weergegeven met een spanningswaarde van 20 N/mm^2 . In een later stadium zullen de andere onderstrengen beurtelings falen na het overschrijden van de treksterkte van 1860 N/mm^2 .



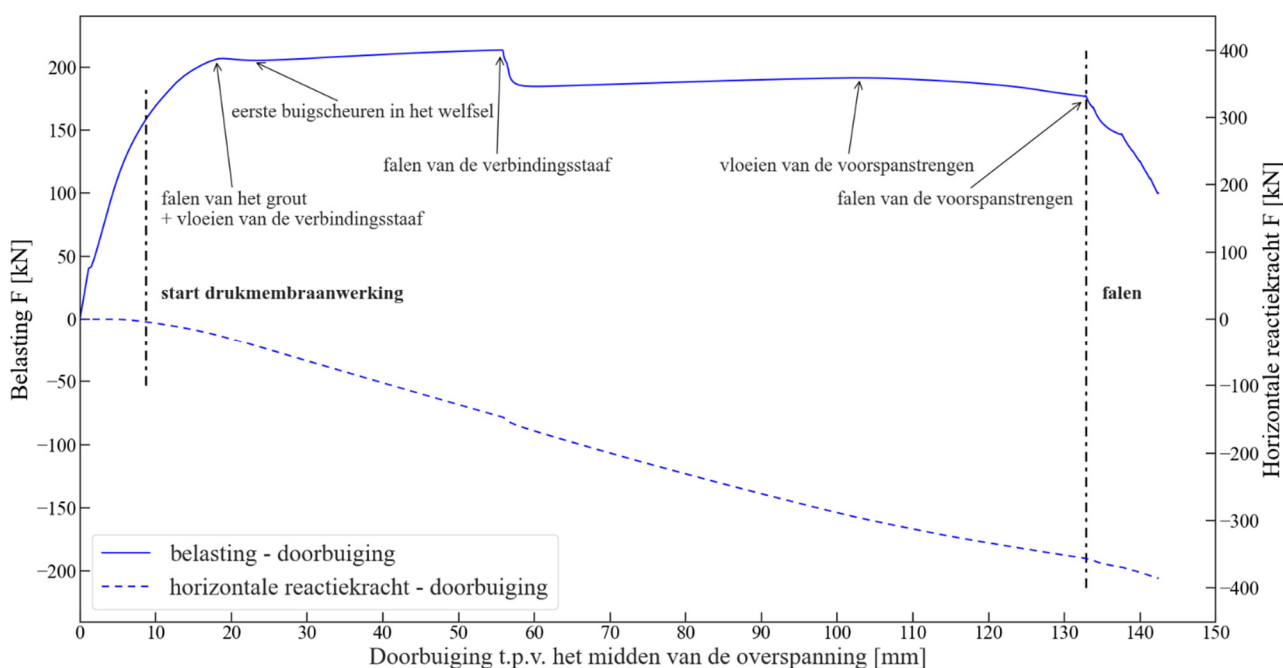
Figuur 31: 3D-visualisatie van de spanning $[\text{N/mm}^2]$ in de voorspanstrengen waarbij reeds twee strengen gefaald zijn bij een doorbuiging van $144,43 \text{ mm}$



Figuur 32: 3D-visualisatie van de rek $[\text{mm/mm}]$ tonen buigscheuren aan in het welfsel bij een doorbuiging van $144,43 \text{ mm}$

4.1.2 Model II

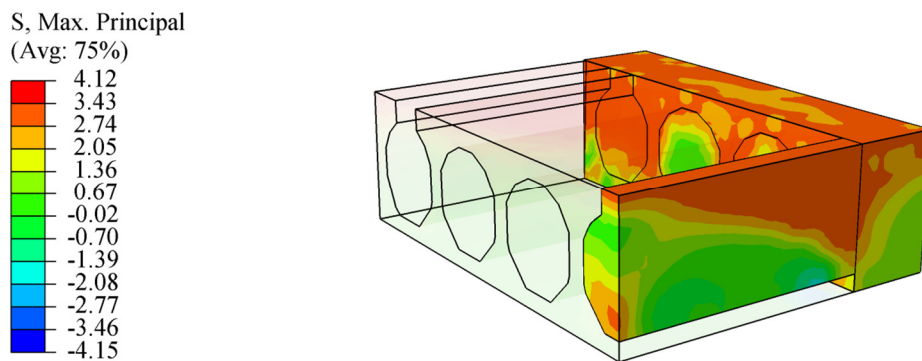
Figuur 33 geeft de kracht-verplaatsingscurven weer van model II bij een veerconstante van 50 kN/mm. Dit model heeft eveneens een overspanning van 8,55 meter. De betonkwaliteit is C50/60 met een f_{cm} van 58 N/mm². Het grout dat gebruikt wordt, heeft een f_{cm} van 48 N/mm². Verder is de rek bij breuk van de voorspanstrengen gelijk aan 5 %. De verbindingstaven die gebruikt worden om meerdere overspanningen met elkaar te connecteren, hebben een diameter van 16 mm en een dekking van 40 mm.



Figuur 33: kracht-verplaatsingscurve model II met $K = 50$ kN/mm

De curve volgt in eerste instantie het verloop van model I. Er is opnieuw een lineair elastisch verband tussen de aangebrachte belasting en de doorbuiging, tot de eerste scheuren in het grout optreden door opbuiging van de uiteindes van het welfsel. Vanaf dit moment start de drukmembraanwerking in het welfsel. Er zal een onthechting ontstaan tussen het grout in de holte en de groutbalk. Figuur 34 geeft de trekspanning weer ter plaatse van het scheidingsvlak bij een doorbuiging van 15 mm in het midden. Op dit moment ontstaat een trekspanning van ongeveer 3,10 N/mm² ter plaatse van het scheidingsvlak, van zodra deze een waarde van 3,50 N/mm² bereikt ontstaat de onthechting. De verbindingstaaf die doorheen beide groutonderdelen loopt, wil het grout samenhouden. Beide groutonderdelen zullen naarmate de doorbuiging toeneemt verder uit elkaar verwijderd worden, waardoor de trekspanning in de staaf steeds toeneemt. Doordat de verbindingstaven alle trekkracht moeten opnemen, begint het staal te vloeien, verder treden ook de eerste buigscheuren op in het ondervlak van het welfsel. Bij elke stijging van de belasting worden de staven verder uitgetrokken tot de rek bij breuk bereikt wordt en de verbindingstaven falen ter plaatse van het scheidingsvlak. Net voor het falen van de verbindingstaven wordt de $F_{v,max}$ van 213,48 kN bereikt. De doorbuiging is op dat moment gelijk aan 55,74 mm. De horizontale kracht vertoont op het moment van het falen van de verbindingstaven een toename.

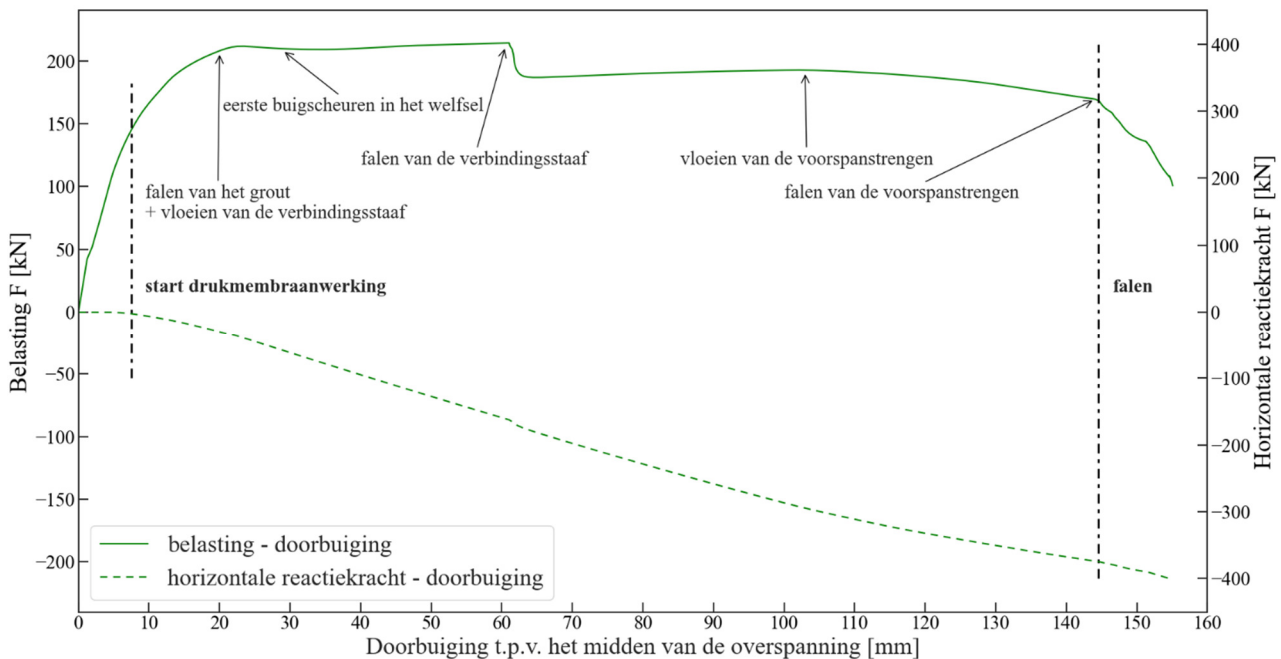
Doordat de verbindingstaven geen bijdrage meer leveren, buigt het welfsel verder door ten gevolge van een kracht die lager is dan $F_{v,max}$. De curve valt opnieuw samen met deze van model I. De spanningen in het staal en het beton stijgen opnieuw. Zodra de vloeigrens van de onderste voorspanstrengen bereikt wordt, kan steeds minder kracht opgenomen worden door het welfsel totdat de strengen om beurt falen door het overschrijden van de treksterkte van 1860 N/mm^2 . De horizontale reactiekracht die optreedt bij het falen is gelijk aan $356,08 \text{ kN}$.



Figuur 34: 3D-visualisatie van de spanning $[N/mm^2]$ ter plaatse van de scheiding van de groutonderdelen (model II)

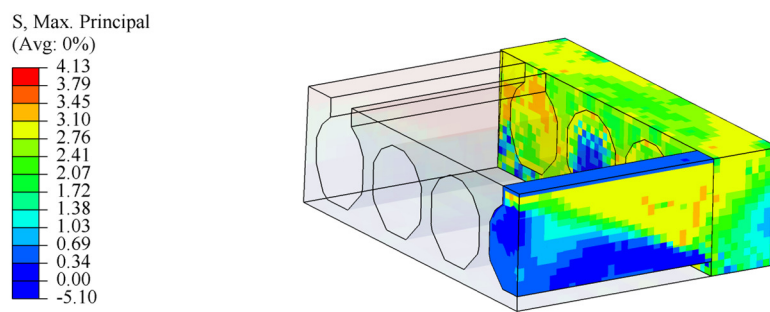
4.1.3 Model III

Op Figuur 35 zijn de kracht-verplaatsingscurven weergegeven van model III bij een veerconstante van 50 kN/mm. Dit model heeft ook een overspanning van 8,55 meter. De betonkwaliteit is C50/60 met een f_{cm} van 58 N/mm². Het grout heeft een f_{cm} van 48 N/mm². Het grout in de holtes heeft aan de buitenkant verminderde eigenschappen om zo de niet-optimale verbinding tussen het grout en het welfsel te modelleren. Deze groutomhulling heeft een f_{cm} van 10 N/mm². Verder is de breukrek van de voorspanstrengen gelijk aan 5 %. De verbindingstaven hebben opnieuw een diameter van 16 mm en een dekking van 40 mm.

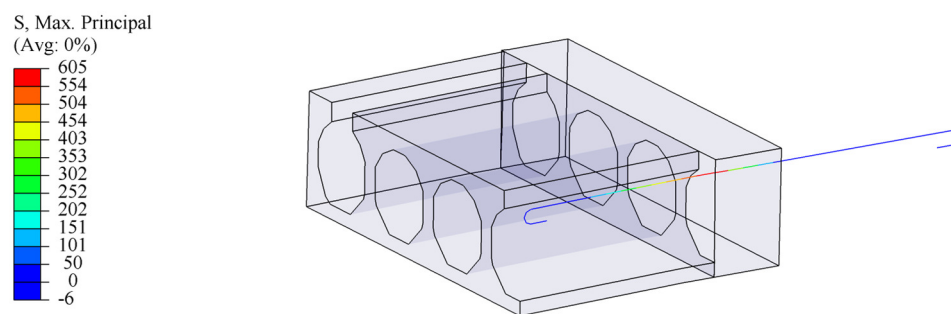


Figuur 35: kracht-verplaatsingscurve model III met $K = 50$ kN/mm

Doordat enkel de eigenschappen van het grout in de holtes verschillen van model II uit paragraaf 4.1.2, heeft deze curve nagenoeg hetzelfde verloop. Voor duiding van de verschillende karakteristieke punten en zones wordt verwezen naar paragraaf 4.1.2. Door de wijziging van de grouteigenschappen zullen de verbindingstaven falen bij een grotere belasting. De groutomhulling bereikt bij de start van de belasting meteen de treksterkte, waardoor er onthechting is tussen de groutopvulling en het welfsel. Opnieuw zal bij toenemende doorbuiging een onthechting ontstaan tussen de groutbalk en de groutopvulling. Beide onderdelen verwijderen zich verder uit elkaar bij toenemende doorbuiging. In dit geval zal de groutopvulling door de opgetreden krimp niet volledig meebewegen met het welfsel. Dit grout zal meer ter plaatse blijven dan het welfsel omwille van de onthechting tussen beide. Hierdoor zal de trekspanning in de verbindingstaf langzamer toenemen, waardoor de verbindingstaf faalt bij een hogere belasting in vergelijking met wanneer er een perfecte verbinding is tussen groutopvulling en welfsel. De curve valt weer samen met deze van model I en het welfsel faalt opnieuw ten gevolge van het falen van de onderste voorspanstrengen.



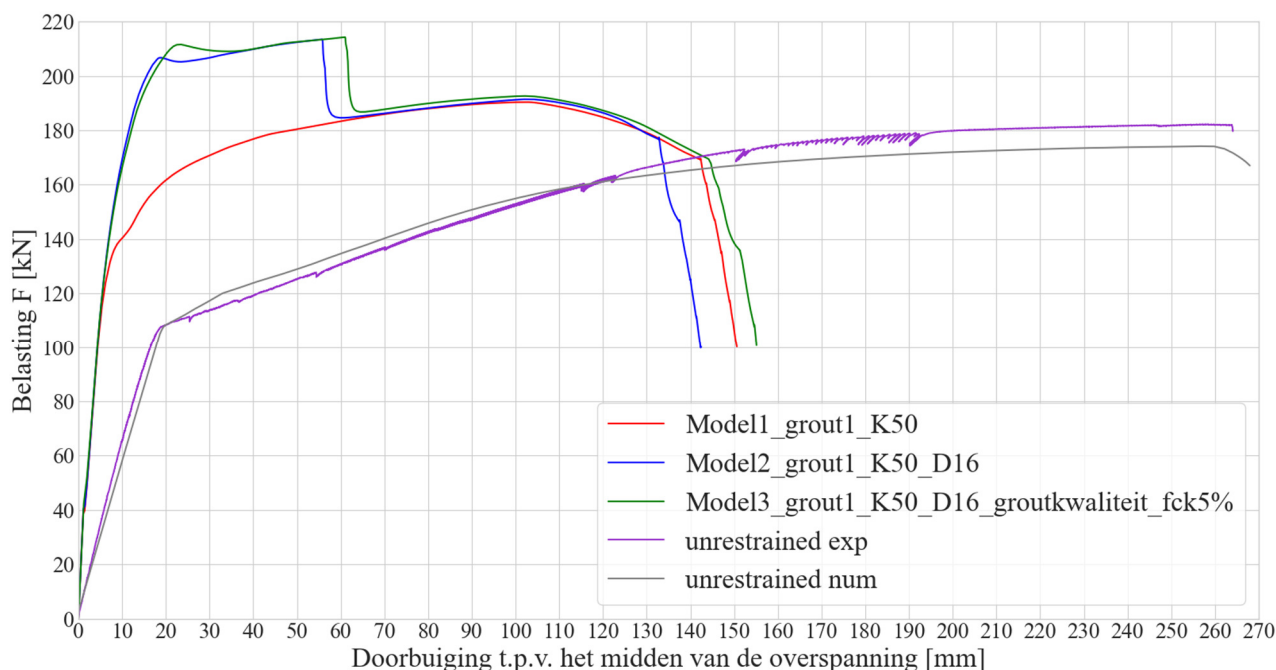
Figuur 36: 3D-visualisatie van de spanning $[N/mm^2]$ ter plaatse van de scheiding van de groutonderdelen (model III)



Figuur 37: 3D-visualisatie van de spanning $[N/mm^2]$ in de verbindingsstaaf (model III)

4.1.4 Vergelijkende grafiek kracht-verplaatsingscurves bij veerconstante $K = 50 \text{ kN/mm}$

De verschillende modellen worden in wat volgt onderling vergeleken. Bovendien worden de waarden getoetst aan het eerder gevoerde onderzoek door Thienpont et al. (2022). Op Figuur 38 worden de verschillende verticale kracht-verplaatsingscurves samengezet om het gedrag te kunnen vergelijken. De horizontale kracht-verplaatsingscurves zijn weergegeven op Figuur 39.



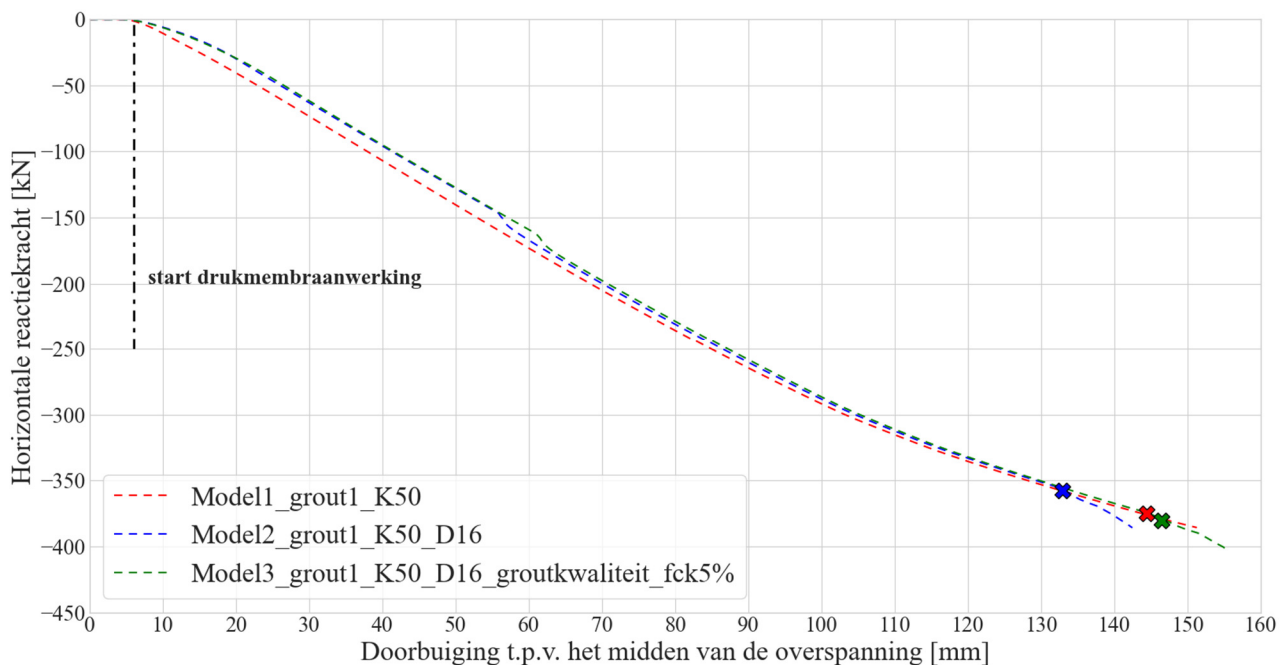
Figuur 38: verticale kracht-verplaatsingscurves ($K = 50 \text{ kN/mm}$) van model I, model II, model III, en het unrestrained model

In de analyse van de verticale krachten wordt vooral gefocust op de maximale belasting die het welfsel kan opnemen alvorens het bezwijkt. Allereerst valt op dat elk model een grotere draagcapaciteit heeft dan het unrestrained model van Thienpont et al. (2022). Er kan geconcludeerd worden dat het in rekening brengen van een omringende structuur met een bepaalde stijfheid dus een gunstige invloed heeft op de draagcapaciteit. Voor model I waarbij de omringende structuur gemodelleerd wordt met een veerconstante van 50 kN/mm , neemt de draagcapaciteit toe met $9,31 \%$ ten opzichte van het unrestrained model. Wanneer gewerkt wordt met verbindingsschroeven tussen twee overspanningen (model II) blijkt de toename ongeveer 23% te zijn. Dit is het gevolg van trekspanningen die de verbindingsschroeven opnemen ter plaatse van oplegging. Eenmaal de verbindingsschroeven falen valt de curve terug naar deze van model I. Dit komt omdat model II en III met gefaalde verbindingsschroeven nauw aansluiten bij het constructiedetail van model I. Uiteindelijk faalt elk onderzocht model ten gevolge van het bezwijken van de onderste voorspanstrengen. In Tabel 15 is per model de maximale belasting en bijhorende doorbuiging terug te vinden. Daarnaast staat de afname of toename in draagcapaciteit ten opzichte van het unrestrained numeriek model weergegeven.

Tabel 15: vergelijkende tabel van de draagcapaciteit van de verschillende modellen ($K = 50 \text{ kN/mm}$)

$K = 50 \text{ kN/mm}$			
Model	$F_{v,\max} [\text{kN}]$	doorbuiging bij $F_{v,\max} [\text{mm}]$	draagcapaciteit t.o.v. unrestrained numeriek [%]
model1_grout1	190,38	102,96	9,31
model2_grout1_D16	213,48	55,74	22,57
model3_grout1_D16_ $f_{ck}5\%$	214,30	60,96	23,04
unrestrained numeriek	174,17	256,69	0,00
unrestrained experimenteel	182,27	258,52	4,65

Verder worden de maximale horizontale krachten van de verschillende modellen met elkaar vergeleken in Figuur 39 en Tabel 16.



Figuur 39: horizontale reactiekracht-verplaatsingscurven ($K = 50 \text{ kN/mm}$) van model I, model II en model III

Er is een benaderend lineair verband op te merken tussen de horizontale reactiekracht en de doorbuiging ter plaatse van het midden van de overspanning. Dit is het gevolg van de drukmembraanwerking die opgebouwd wordt in het welfsel. De verschillende curves volgen bijna hetzelfde verloop, maar worden van elkaar onderscheiden door de horizontale reactiekracht op het moment van falen. Deze $F_{h,\max}$ staat op Figuur 39 aangeduid door middel van een kruis. Er kan geconcludeerd worden dat bij toenemende draagcapaciteit ook de $F_{h,\max}$ stijgt. Bovendien zorgt de aanwezigheid van verbindingsstaven voor een verminderde horizontale kracht van ongeveer 13 kN ten opzichte van model I bij eenzelfde doorbuiging. De waarde van de horizontale kracht wordt weer gelijk aan deze van model I van zodra de verbindingsstaven gefaald zijn. Dit is te wijten aan de trek die door de verbindingsstaven wordt opgenomen ter plaatse van de oplegging. In Tabel 16 is per model $F_{h,\max}$ en bijhorende doorbuiging terug te vinden.

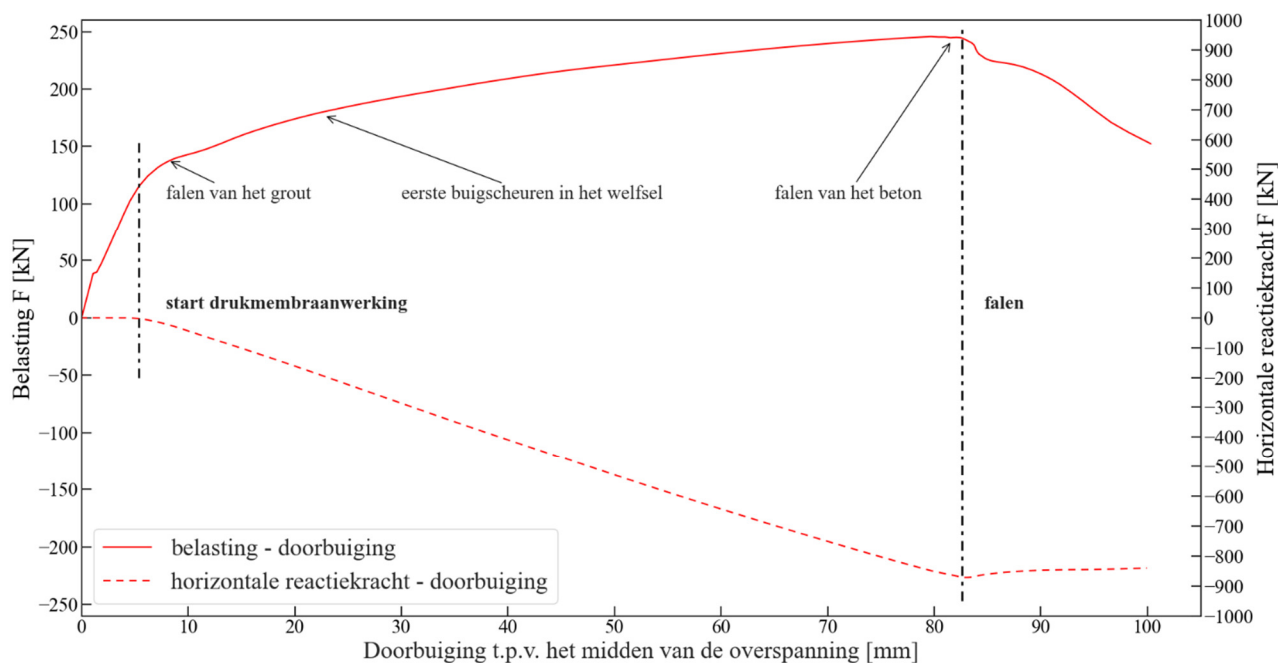
*Tabel 16: vergelijkende tabel van de optredende horizontale kracht van de verschillende modellen
($K = 50 \text{ kN/mm}$)*

K = 50 kN/mm		
model	$F_{h,max}$ [kN]	doorbuiging bij $F_{h,max}$ [mm]
model1_grout1	376,1	144,5
model2_grout1_D16	356,08	132,87
model3_grout1_D16_$f_{ck}5\%$	378,86	146,48

4.2 Kracht-verplaatsingscurves bij een veerconstante $K = 250 \text{ kN/mm}$

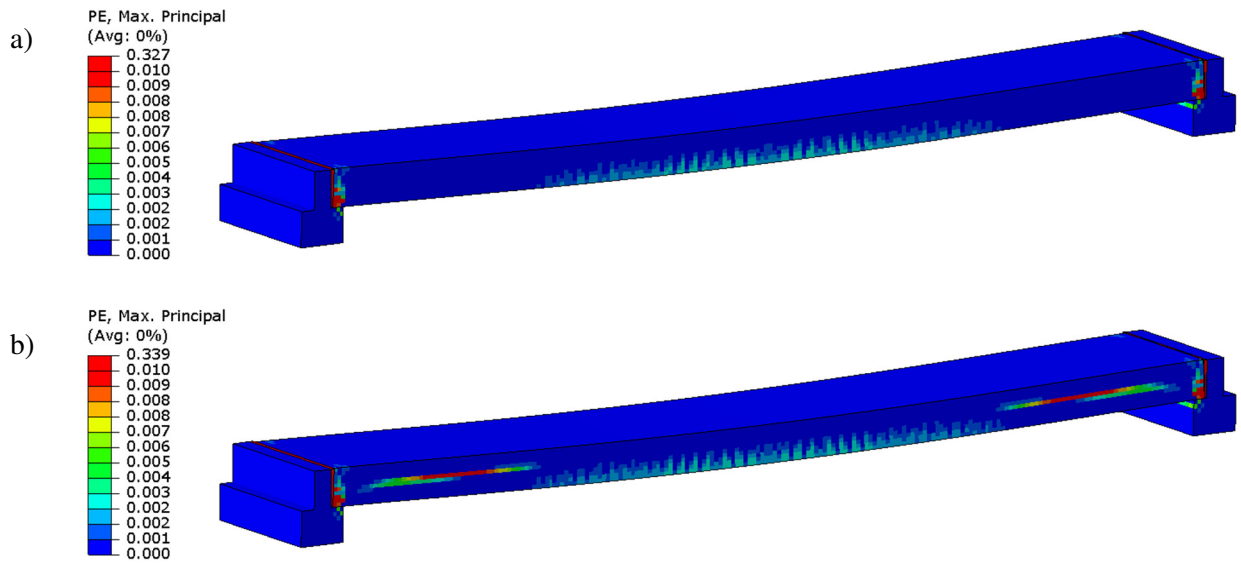
4.2.1 Model I

Figuur 40 geeft de kracht-verplaatsingscurves weer van model I bij een veerconstante van 250 kN/mm . Dit model heeft eveneens een overspanning van $8,55 \text{ meter}$. De betonkwaliteit van het welfsel is C50/60 met een f_{cm} van 58 N/mm^2 . Het grout heeft een f_{cm} van 48 N/mm^2 . Verder is de rek bij breuk van de voorspanstrengen gelijk aan 5% .

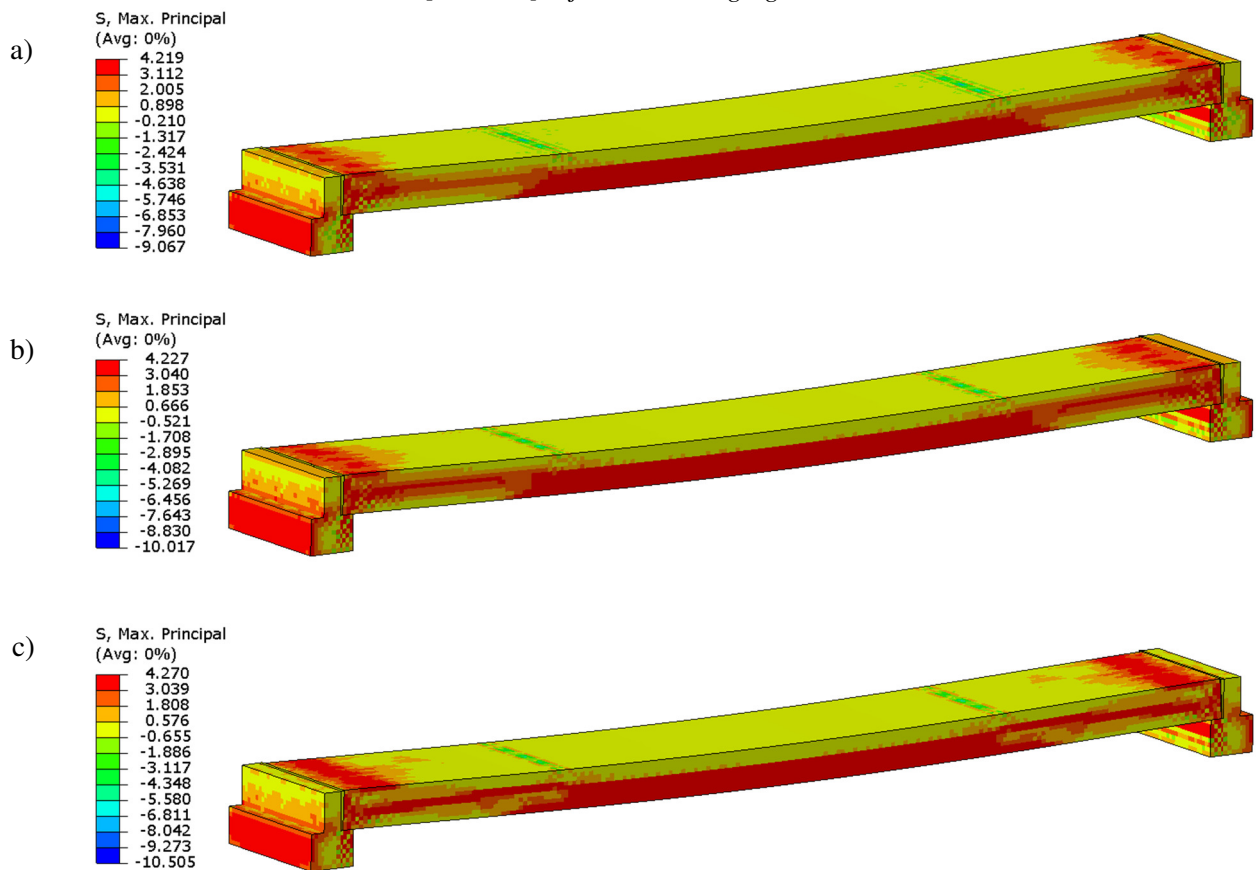


Figuur 40: kracht-verplaatsingscurve model I met $K = 250 \text{ kN/mm}$

In eerste instantie is een lineair verband te zien tot wanneer er scheuren optreden in het grout. Vanaf dit moment start de drukmembraanwerking in het welfsel. Dit is zichtbaar in Figuur 40 door de toename van de horizontale reactiekracht. De scheuren ontstaan aan de bovenkant van het grout, daar worden trekspanningen opgebouwd die de maximale treksterkte van het grout overstijgen. De trekspanningen komen tot stand door de opbuiging van de welfseluiteinden die het grout langs boven meetrekken. Rond een belasting van 180 kN treden de eerste buigscheuren op in de middensectie van het welfsel. De scheurwijdte neemt toe bij stijgende belasting. In Figuur 41 zijn deze buigscheuren weergegeven bij een doorbuiging van $79,56 \text{ mm}$. Kort na het bereiken van de maximale kracht van $245,61 \text{ kN}$ en een bijhorende doorbuiging van $79,62 \text{ mm}$ faalt het welfsel. Dit is het gevolg van het bereiken van de maximale treksterkte van het welfsel in de diagonaal tussen het opleg- en het belastingspunt, zie Figuur 42. Ter plaatse van deze diagonaal treedt een brossse breuk op wanneer de treksterkte van $4,07 \text{ N/mm}^2$ overschreden wordt, dit is zichtbaar in Figuur 42. Het welfsel faalt ten gevolge van afschuiving in de lijfplaten. De horizontale reactiekracht bij falen is gelijk aan $871,50 \text{ kN}$.



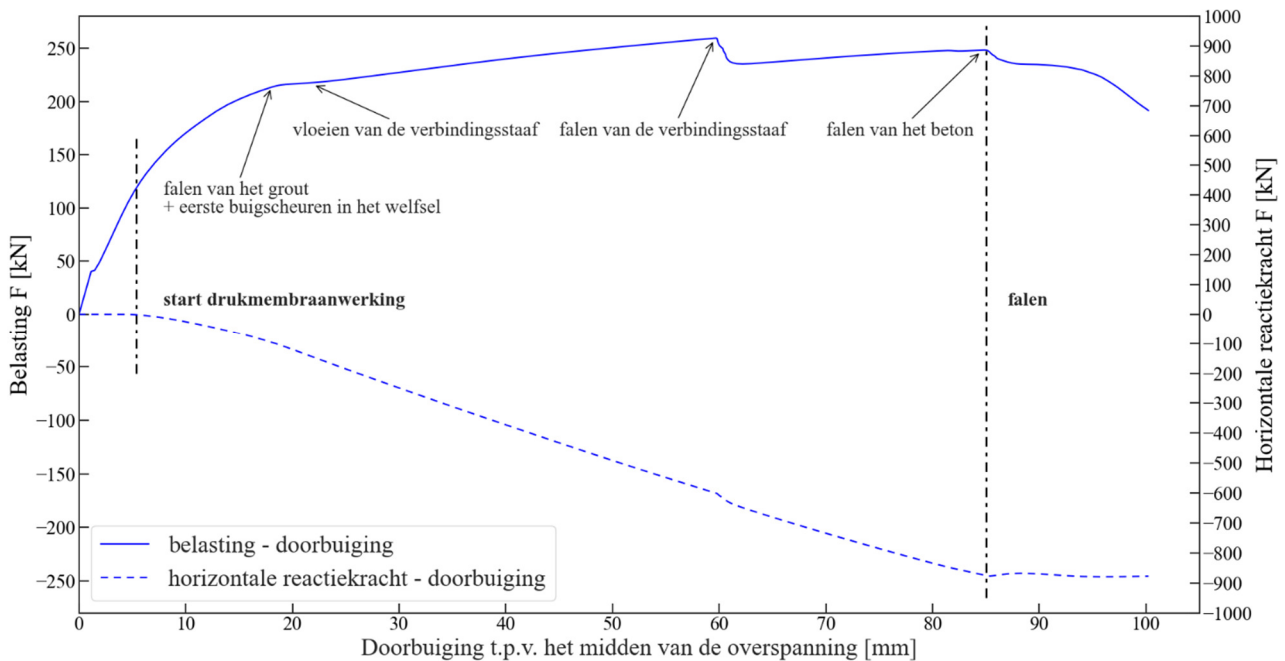
Figuur 41: a) 3D-visualisatie van de rek [mm/mm] bij een doorbuiging van 79,56 mm b) 3D-visualisatie van de rek [mm/mm] bij een doorbuiging van 85,35 mm



Figuur 42: a) 3D-visualisatie van de spanning [N/mm²] bij een doorbuiging van 79,56 mm b) 3D-visualisatie van de spanning [N/mm²] bij een doorbuiging van 82,95 mm c) 3D-visualisatie van de spanning [N/mm²] bij een doorbuiging van 85,35 mm

4.2.2 Model II

Figuur 43 geeft de kracht-verplaatsingscurven weer van model II bij een veerconstante van 250 kN/mm. Dit model heeft ook een overspanning van 8,55 meter. De betonkwaliteit van het welfsel is C50/60 met een f_{cm} van 58 N/mm². Het grout dat gebruikt wordt, heeft een f_{cm} van 48 N/mm². Verder is de rek bij breuk van de voorspanstrengen gelijk aan 5 %. De verbindingstaven hebben een diameter van 16 mm en een dekking van 40 mm.

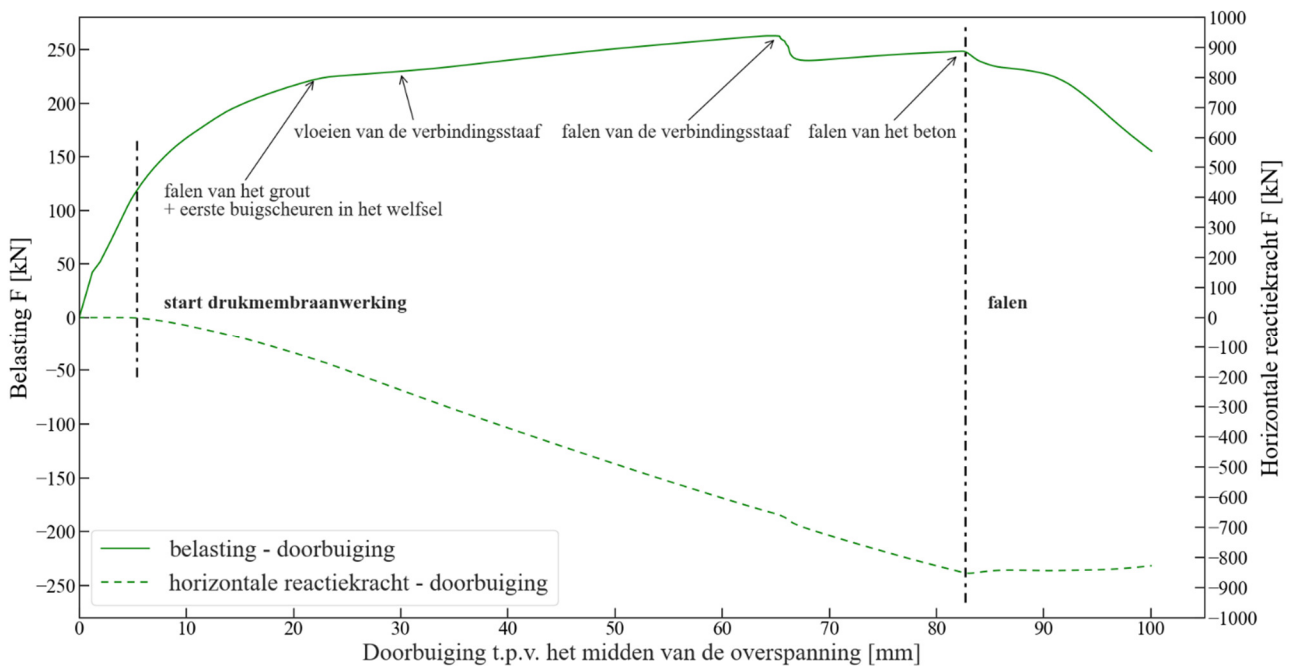


Figuur 43: kracht-verplaatsingscurve model II met $K = 250$ kN/mm

Net zoals bij model I is een gelijkaardig lineair verloop waar te nemen in de eerste zone. Vanaf een verticale kracht van 130 kN treden scheuren op in het grout en start de drukmembraanwerking in het welfsel. Het gedrag verandert wanneer het grout faalt doordat de trekspanningen overstegen worden. De verbindingstaven moeten vanaf dit moment het grout samenhouden, waardoor de trekspanningen in het staal toenemen en deze staven beginnen te vloeien. Bij toenemende belasting worden de staven verder uitgetrokken tot de breukrek van het staal bereikt wordt. Kort na het bereiken van de maximale kracht van 259,48 kN en bijhorende doorbuiging van 59,69 mm falen de verbindingstaven. Op dit moment ontstaat een stijging van de horizontale kracht. Daarna wordt de spanning in het beton verder opgebouwd totdat de treksterkte van 4,07 N/mm² bereikt wordt ter plaatse van de diagonaal en het welfsel faalt ten gevolge van afschuiving in de lijfplaten. De horizontale reactiekracht bij falen is gelijk aan 875,72 kN.

4.2.3 Model III

Op Figuur 44 zijn de kracht-verplaatsingscurven weergegeven van model III bij een veerconstante van 250 kN/mm. Dit model heeft een overspanning van 8,55 meter. De betonkwaliteit is C50/60 met een f_{cm} van 58 N/mm². Het grout heeft een f_{cm} van 48 N/mm². Het grout in de holtes heeft aan de buitenkant verminderde eigenschappen om zo de niet-optimale verbinding tussen het grout en het welfsel te modelleren. Deze groutomhulling heeft een f_{cm} van 10 N/mm². Verder is de rek bij breuk van de voorspanstrengen gelijk aan 5 %. De verbindingstaven hebben weer een diameter van 16 mm en een dekking van 40 mm.

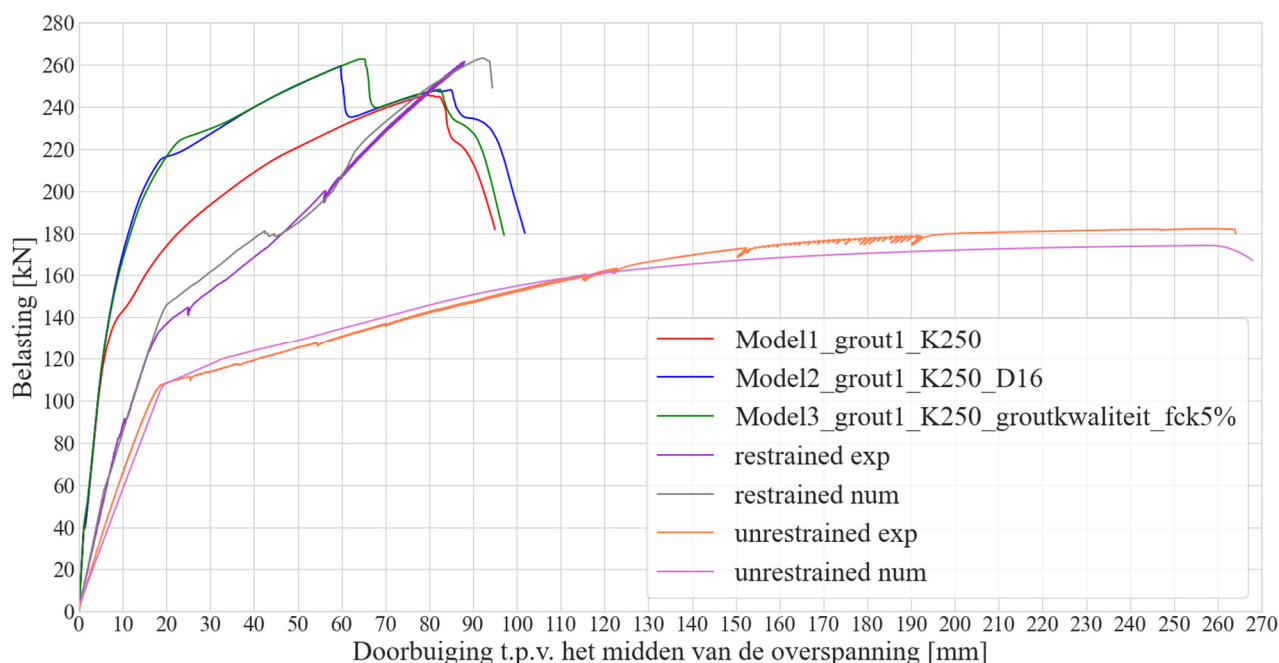


Figuur 44: kracht-verplaatsingscurve model III met $K = 250$ kN/mm

Doordat enkel de eigenschappen van het grout in de holtes verschillen van model II uit paragraaf 4.2.2, heeft deze curve nagenoeg hetzelfde verloop. Voor duiding van de verschillende karakteristieke punten en zones wordt verwezen naar paragraaf 4.2.2. Door de wijziging van de grouteigenschappen zullen de verbindingstaven falen bij een grotere belasting. De groutomhulling bereikt bij de start van de belasting meteen f_{ctm} , waardoor er meteen onthechting is tussen de groutopvulling en het welfsel. Opnieuw zal ten gevolge van een toenemende doorbuiging een onthechting ontstaan tussen de groutbalk en de groutopvulling. Beide groutonderdelen verwijderen zich verder uit elkaar bij toenemende doorbuiging. In dit geval zal de groutopvulling door de opgetreden krimp niet volledig meebewegen met het welfsel. Dit grout zal meer ter plaatse blijven dan het welfsel omwille van de onthechting tussen beide. Hierdoor zal de trekspanning in de verbindingstaf langzamer toenemen, waardoor de verbindingstaf faalt bij een hogere belasting in vergelijking met wanneer er een perfecte verbinding is tussen groutopvulling en welfsel. De curve valt weer samen met deze van model I en het welfsel faalt opnieuw ten gevolge van afschuiving in de lijfplaten.

4.2.4 Vergelijkende grafiek kracht-verplaatsingscurves bij veerconstante $K = 250 \text{ kN/mm}$

De verschillende modellen worden in wat volgt onderling vergeleken. Bovendien worden de waarden getoetst aan het eerder gevoerde onderzoek door Thienpont et al. (2022). Op Figuur 45 worden de verschillende verticale kracht-verplaatsingscurves samengezet om het gedrag te kunnen vergelijken. De horizontale kracht-verplaatsingscurves zijn weergegeven op figuur 46.



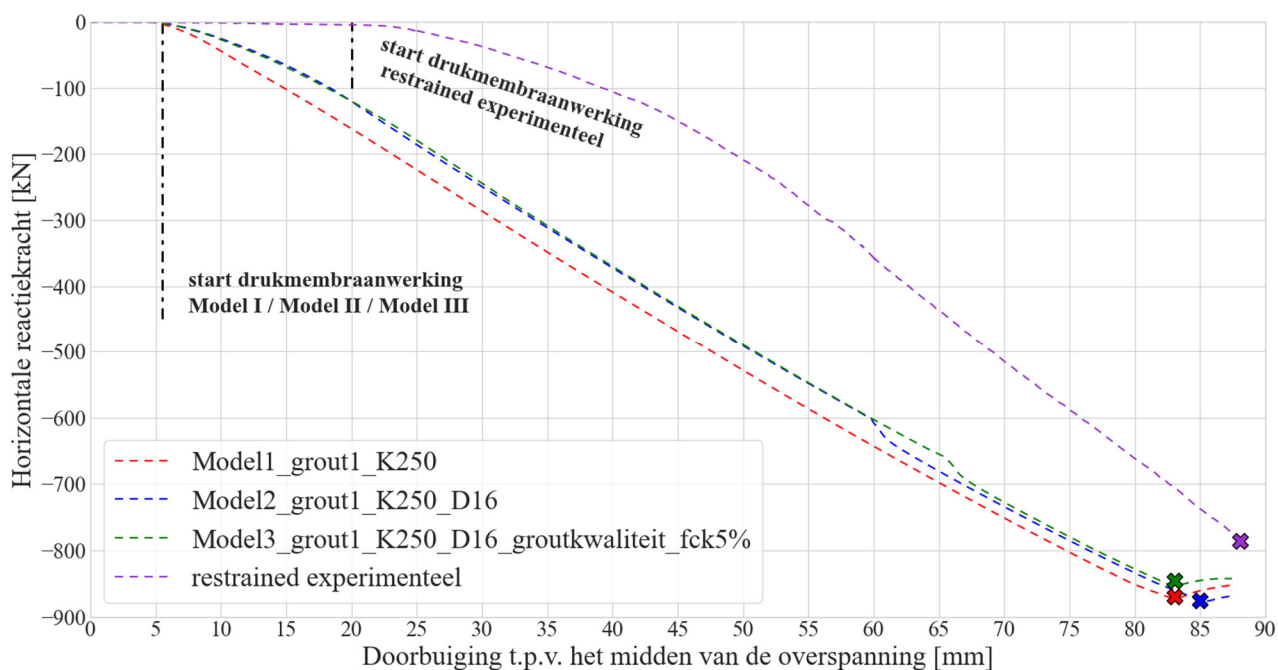
Figuur 45: verticale kracht-verplaatsingscurves ($K = 250 \text{ kN/mm}$) van model I, model II, model III, unrestrained model en restrained model

Net zoals bij de analyse van de modellen met een veerconstante van 50 kN/mm valt op dat elk model een grotere draagcapaciteit heeft dan de unrestrained modellen van Thienpont et al. (2022). Het restrained model behaalt daarentegen de grootste draagcapaciteit. Model I heeft een draagcapaciteit die 6,72 % lager ligt dan die van het restrained model. Dit is te wijten aan een grotere uitzettingsvrijheid aan de uiteindes van het welfsel bij model I. Voor model II is slechts een afname in draagcapaciteit van 1,45 %. Wederom kan geconcludeerd worden dat het in rekening brengen van een omringende structuur met een bepaalde stijfheid een gunstige invloed heeft op de draagcapaciteit. De draagcapaciteit neemt beduidend meer toe bij een veerconstante van 250 kN/mm dan bij 50 kN/mm . Na het falen van de verbindingstaven volgen model II en model III opnieuw de verticale kracht-verplaatsingscurve van model I. Anders dan bij een veerconstante van 50 kN/mm falen deze modellen ten gevolge van afschuiving in de lijfplaten. In Tabel 17 is per model de maximale belasting en bijhorende doorbuiging terug te vinden. Daarnaast staat de afname of toename in draagcapaciteit ten opzichte van het restrained en unrestrained numeriek model weergegeven.

Tabel 17: vergelijkende tabel van de draagcapaciteit van de verschillende modellen ($K = 250 \text{ kN/mm}$)

model	$F_{v,max}$ [kN]	$K = 250 \text{ kN/mm}$		
		doorbuiging bij $F_{v,max}$ [mm]	draagcapaciteit t.o.v. unrestrained numeriek [%]	draagcapaciteit t.o.v.restrained numeriek [%]
model1_grout1	245,61	79,62	41,02	-6,72
model2_grout1_D16	259,48	59,69	48,98	-1,45
model3_grout1_D16_25%	262,78	64,55	50,88	-0,19
restrained HC2 num	263,29	92,30	51,17	0,00
restrained HC2 exp	261,60	88,06	50,20	-0,64
unrestrained num	174,17	256,69	0,00	-33,85
unrestrained exp	182,27	258,52	4,65	-30,77

Verder worden de maximale horizontale krachten van de verschillende modellen met elkaar vergeleken in figuur 46 en Tabel 18.



Figuur 46: horizontale reactiekracht-verplaatsingscurven ($K = 250 \text{ kN/mm}$) van model I, model II, model III en experimenteel restrained model

Voor de numerieke modellen treedt de drukmembraanwerking op bij eenzelfde doorbuiging. Voor het restrained experiment is dit bij een grotere doorbuiging ten gevolge van een kleinere buigstijfheid. Dit is te wijten aan een ander trek- en drukgedrag van het beton van het welfsel bij de numerieke modellen ten opzichte van het experiment.

Net zoals bij een veerconstante van 50 kN/mm is een lineair verband merkbaar tussen de horizontale reactiekracht en de doorbuiging ter plaatse van het midden van de overspanning voor de numerieke modellen. Bij het restrained experiment treedt bij de start van de drukmembraanwerking een kleinere toename op van de horizontale reactiekracht, waarna deze ook stijgt naar een lineaire toename in functie van de doorbuiging.

De verschillende curves van de numerieke modellen volgen bijna hetzelfde verloop, maar worden van elkaar onderscheiden door de maximale horizontale kracht op het moment van falen. Er kan geconcludeerd worden dat bij toenemende draagcapaciteit ook de F_h stijgt. Voor het restrained experiment ontstaat een beduidend lagere F_h in vergelijking met de numerieke modellen bij eenzelfde doorbuiging. Dit wijst op de ontwikkeling van minder drukmembraanwerking in het welfsel bij eenzelfde doorbuiging.

Bovendien zorgt de aanwezigheid van verbindingssstaven voor een verminderde horizontale kracht van ongeveer 37 kN ten opzichte van model I bij eenzelfde doorbuiging. De waarde van de horizontale kracht wordt weer ongeveer gelijk aan deze van model I van zodra de verbindingssstaven gefaald zijn. Dit is te wijten aan de trek die door de verbindingssstaven wordt opgenomen ter plaatse van de oplegging. In Tabel 18 is per model $F_{h,max}$ en bijhorende doorbuiging terug te vinden. Daarnaast wordt de toename of afname van deze kracht ten opzichte van het restrained numeriek model weergegeven.

*Tabel 18: vergelijkende tabel van de optredende horizontale kracht van de verschillende modellen
($K = 250 \text{ kN/mm}$)*

K = 250 kN/mm			
model	$F_{h,max}$ [kN]	doorbuiging bij $F_{h,max}$ [mm]	$F_{h,max}$ t.o.v. restrained numeriek [%]
model1_grout1	871,57	83	10,97
model2_grout1_D16	876,93	85,37	11,65
model3_grout1_D16_f_{ck}5%	852,90	83,06	8,59
restrained HC2 exp	785,41	88,06	0

5 Parameterstudie

In deze parameterstudie wordt voor model I het effect onderzocht van een wijzigende overspanning, betonsterkteklasse van het welfsel en de breukrek van de voorspanstrengen. Voor model II wordt gekeken naar het effect van een variërende diameter en dekking van de verbindingstaven. In model III wordt de invloed van wijzigende sterkte van de groutomhulling geverifieerd. Voor elk model wordt dit gecontroleerd voor verschillende veerconstanten.

5.1 Model I

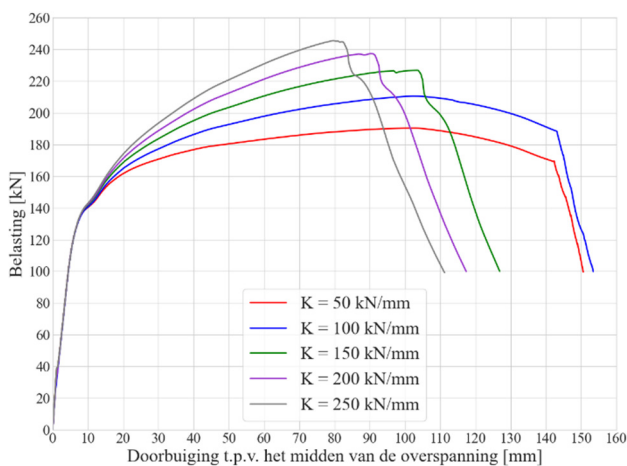
Standaard heeft model I een overspanning van 8,55 meter. De betonkwaliteit van het welfsel is C50/60 en heeft een f_{cm} van 58 N/mm². Verder is de rek bij breuk van de voorspanstrengen gelijk aan 5 %. De standaardparameters en bijhorende waarden zijn terug te vinden in Tabel 19. Dit model wordt onderzocht door telkens één van deze parameters zowel bij een veerconstante van 50 kN/mm als 250 kN/mm te wijzigen en te kijken wat het effect hiervan is op de resultaten. Daarnaast wordt het standaardmodel eens uitgerekend met veerconstanten gelijk aan 50 kN/mm, 100 kN/mm, 150 kN/mm, 200 kN/mm en 250 kN/mm.

Tabel 19: standaardparameters model I

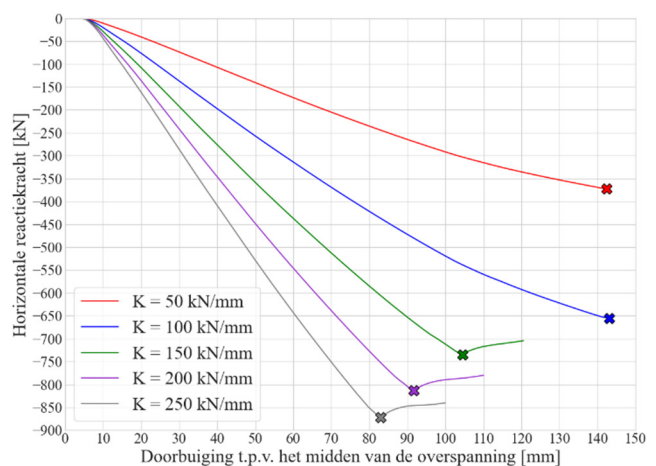
model I	
overspanning	8,55 m
f_{cm} welfsel	58 N/mm ²
ϵ_{puk} voorspanstrengen	5%

5.1.1 Invloed van de veerconstante K

Zoals eerder aangehaald wordt met behulp van een veer en bijhorende veerconstante K de stijfheid van de omringende structuur gemodelleerd. Hoe groter de veerconstante des te hoger de stijfheid van de structuur. Om een idee te krijgen wat het effect is van een stijver geheel op de maximale draagkracht van een welfsel wordt model I uitgerekend met vijf verschillende veerconstanten, namelijk: $K = 50 \text{ kN/mm}$, $K = 100 \text{ kN/mm}$, $K = 150 \text{ kN/mm}$, $K = 200 \text{ kN/mm}$ en $K = 250 \text{ kN/mm}$. Op Figuur 47 staat voor elke veerconstante de verticale kracht weergegeven in functie van de doorbuiging ter hoogte van het midden van de overspanning. Daarnaast zijn op Figuur 48 de horizontale reactiekrachten in functie van de doorbuiging terug te vinden.



Figuur 47: verticale kracht-verplaatsingscurven van model I bij wijzigende veerconstanten K



Figuur 48: horizontale reactiekracht-verplaatsingscurven van model I bij wijzigende veerconstanten K

Uit Figuur 47 is af te leiden dat ongeacht de veerconstante er een gelijkaardig lineair verloop is van de curven tot het optreden van de eerste scheuren in het grout. Daarna blijkt dat bij toenemende veerconstante een hogere belasting kan opgenomen worden bij gelijke doorbuiging. Uiteindelijk zal de hoogste draagcapaciteit bereikt worden bij de grootste veerconstante, zie Tabel 20. Dit is het gevolg van een grotere drukmembraanwerking die opgebouwd wordt in het welfsel. De horizontale kracht is een maat om de grootte van de drukmembraanwerking in te schatten. Hoe groter de drukmembraanwerking, hoe hoger de horizontale reactiekracht ter plaatse van de welfseluiteindes, zie Figuur 48 en Tabel 21. Daarnaast is op te merken dat er twee verschillende manieren van falen zijn. Enerzijds faalt het model met veerconstante van 50 kN/mm en 100 kN/mm door het bezwijken van de onderste voorspanstrengen. Anderzijds treedt afschuiving op bij veerconstanten vanaf 150 kN/mm . Wanneer het model bezwijkt ten gevolge van afschuiving zal bij toenemende stijfheid van de omringende structuur het falen optreden bij een kleinere doorbuiging.

Tabel 20: vergelijking draagcapaciteit van model I bij wijzigende veerconstanten

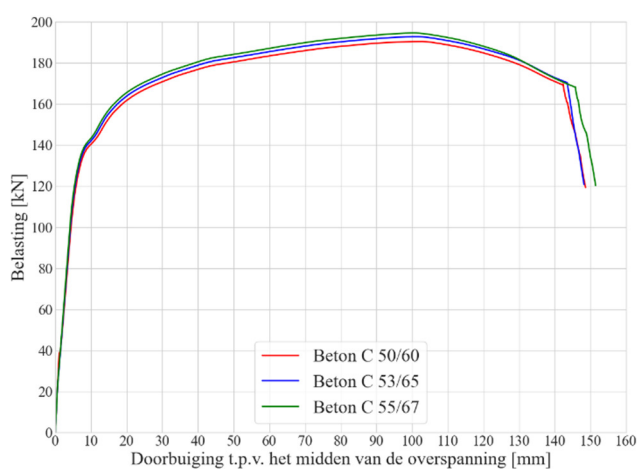
veerconstante K [kN/mm]	F_{v,max} [kN]	doorbuiging bij F_{v,max} [mm]	draagcapaciteit t.o.v. K = 50 kN/mm [%]	draagcapaciteit t.o.v. unrestrained numeriek [%]
50	190,38	102,96	0,00	9,31
100	210,57	102,15	10,61	20,90
150	226,53	96,78	18,99	30,06
200	237,42	90,25	24,71	36,32
250	245,61	79,62	29,01	41,02

Tabel 21: vergelijking horizontale reactiekracht van model I bij wijzigende veerconstanten

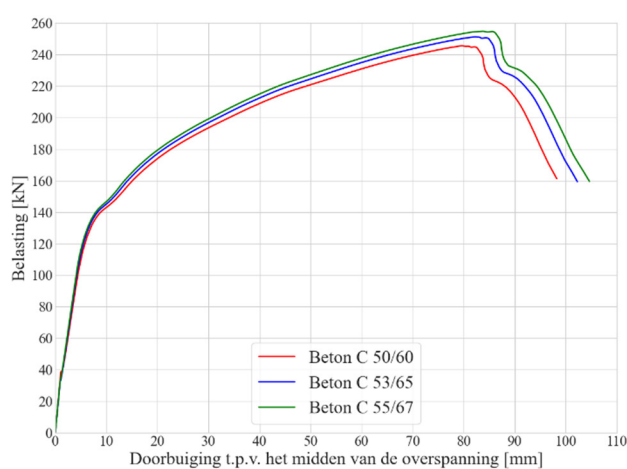
model	F_{h,max} [kN]	doorbuiging bij F_{h,max} [mm]	F_{h,max} t.o.v. K = 50 kN/mm [%]
50	376,10	144,50	0,00
100	655,40	143,31	74,26
150	734,53	104,46	95,30
200	813,42	91,64	116,28
250	871,50	83,12	131,72

5.1.2 Invloed van de betonsterkteklasse van het welfsel

De minimale betonkwaliteit die gebruikt wordt voor voorgespannen holle welfsels is C50/60. In de technische documentatie van het onderzochte welfsel is deze waarde terug te vinden. Aangezien het niet gangbaar is om voorgespannen holle welfsels te fabriceren met lagere sterkteklassen, worden deze ook niet onderzocht. Verder worden sterkteklassen vanaf C60/75 gekwalificeerd als hogesterktebeton. Deze sterkteklassen worden niet aangewend voor standaard toepassingen, waardoor hier geen onderzoek naar gedaan wordt. Hierdoor blijven slechts twee courante betonklassen over die kunnen gebruikt worden, namelijk C53/60 en C55/67. Vandaar worden deze klassen voor model I getest met een veerconstante gelijk aan 50 kN/mm en 250 kN/mm.



Figuur 49: verticale kracht-verplaatsingscurven model I ($K = 50$ kN/mm) bij wijzigende betonsterkteklasse



Figuur 50: verticale kracht-verplaatsingscurven model I ($K = 250$ kN/mm) bij wijzigende betonsterkteklasse

Indien het model uitgerekend wordt met veerconstante 50 kN/mm, treedt voor de verschillende betonsterkteklassen eenzelfde lineair verband op tot de eerste scheuren in het grout ontstaan, zie Figuur 49. Daarna volgen de curves nagenoeg hetzelfde verloop met het verschil dat de draagcapaciteit van het welfsel met een betonsterkte van C53/65 en C55/67 respectievelijk toeneemt met 1,23 en 2,17 procent ten opzichte van het welfsel vervaardigd met beton C50/60. Een hogere sterkteklasse van het beton leidt niet per se tot een hogere kracht bij falen, de doorbuiging daarentegen is iets groter.

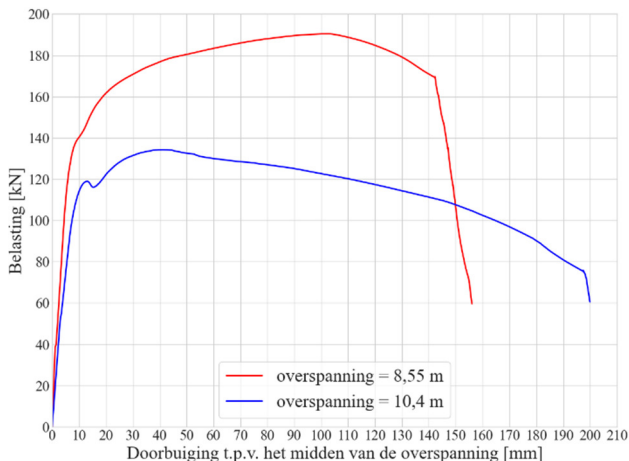
Bij een veerconstante van 250 kN/mm wordt er opnieuw een hogere draagcapaciteit bereikt bij een hogere sterkteklasse. De modellen falen meteen na het bereiken van de maximale belasting. De doorbuigingen bij hogere sterkteklassen zijn opnieuw groter op het moment van bezwijken, zie Tabel 22.

Tabel 22: vergelijking draagcapaciteit van model I bij wijzigende betonsterkteklasse voor $K = 50 \text{ kN/mm}$ en $K = 250 \text{ kN/mm}$

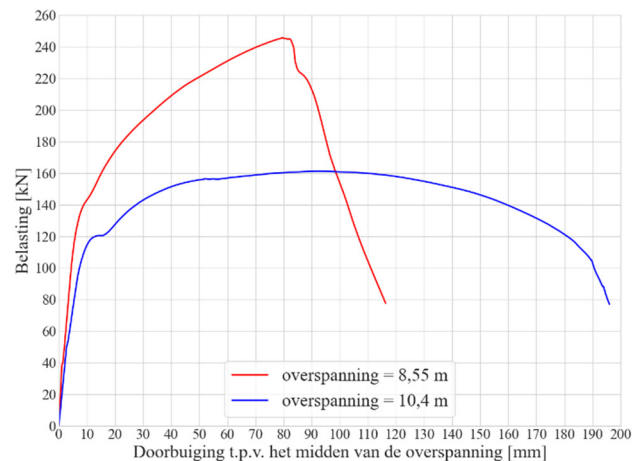
K = 50 kN/mm				
betonkwaliteit	$F_{v,max}$ [kN]	doorbuiging bij $F_{v,max}$ [mm]	draagcapaciteit t.o.v. C50/60 [%]	draagcapaciteit t.o.v. unrestrained numeriek [%]
C50/60	190,38	102,96	0,00	9,31
C53/65	192,73	100,36	1,23	10,66
C55/67	194,52	100,4	2,17	11,68
K = 250 kN/mm				
betonkwaliteit	$F_{v,max}$ [kN]	doorbuiging bij $F_{v,max}$ [mm]	draagcapaciteit t.o.v. C50/60 [%]	draagcapaciteit t.o.v. unrestrained numeriek [%]
C50/60	245,61	79,62	0,00	41,02
C53/65	251,28	82,23	2,31	44,27
C55/67	254,85	83,82	3,76	46,32

5.1.3 Invloed van de overspanning

Volgens de technische documentatie wordt het onderzochte welfsel zonder druklaag toegepast bij overspanningen vanaf 7,80 meter. Daarom is het enkel interessant om onderzoek te doen naar grotere overspanningen. Bijgevolg wordt model I geanalyseerd met een overspanning van 10,40 meter, zowel voor een veerconstante van 50 kN/mm als 250 kN/mm.



Figuur 51: verticale kracht-verplaatsingscurven model I ($K = 50$ kN/mm) bij wijzigende overspanning



Figuur 52: verticale kracht-verplaatsingscurven model I ($K = 250$ kN/mm) bij wijzigende overspanning

Indien het model uitgerekend wordt met een veerconstante van 50 kN/mm valt op dat bij een kortere overspanning een steiler lineair verband ontstaat in het begin. Bij een overspanning van 10,40 meter wordt de vloeigrens van de onderste voorspanstrengen bereikt bij een beduidend lagere belasting en doorbuiging, zie $F_{v,max}$ en bijhorende doorbuiging in Tabel 23. Een overspanning van 10,40 meter heeft een draagcapaciteit die 20,65 % lager ligt dan bij een overspanning van 8,55 meter. In beide gevallen treedt bij een dergelijke stijfheid van de omringde structuur falen op ten gevolge van het bezwijken van de onderste voorspanstrengen.

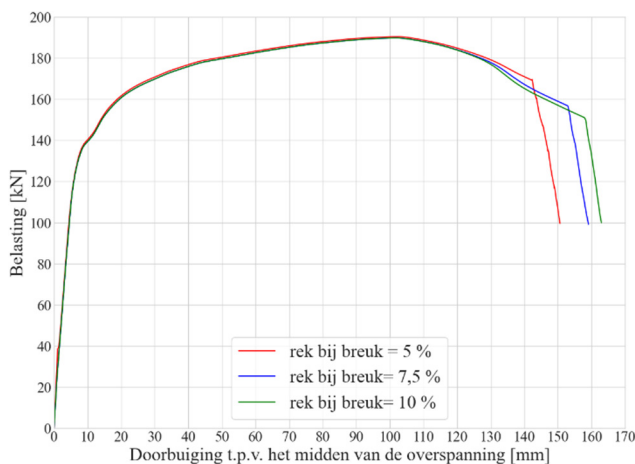
Bij een veerconstante van 250 kN/mm zal ten gevolge van de wijzigende overspanning de manier van falen veranderen. Voor een overspanning van 8,55 meter treedt bij een belasting van 245,61 kN en een doorbuiging van 79,61 mm falen op ten gevolge van afschuiving in de lijfplaten. Bij een overspanning van 10,40 meter zal het welfsel bezwijken door het falen van de onderste voorspanstrengen bij een belasting van ongeveer 105 kN en bijhorende doorbuiging van 190 mm. Dit wil zeggen dat voor een overspanning van 8,55 meter de maximale belasting bereikt wordt net voor het falen van het welfsel. Bij een overspanning van 10,40 meter zal dit maximum optreden wanneer de onderste voorspanstrengen beginnen te vloeien. Een overspanning van 10,40 meter heeft bij een veerconstante van 250 kN/mm een draagcapaciteit die 34,37 % lager ligt dan bij een overspanning van 8,55 meter, zie Tabel 23.

Tabel 23: vergelijking draagcapaciteit van model I bij wijzigende overspanning voor $K = 50 \text{ kN/mm}$ en $K = 250 \text{ kN/mm}$

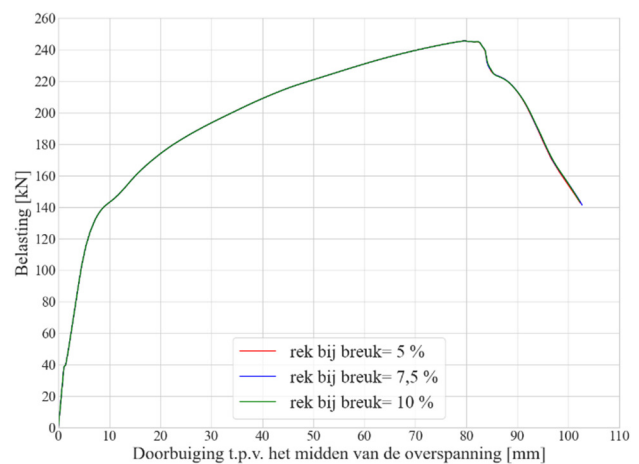
K = 50 kN/mm				
overspanning [m]	$F_{v,max}$ [kN]	doorbuiging bij $F_{v,max}$ [mm]	draagcapaciteit t.o.v. overspanning 8,55 m [%]	draagcapaciteit t.o.v. unrestrained numeriek [%]
8,55	190,38	102,96	0,00	9,31
10,40	134,26	41,22	-20,65	-22,91
K = 250 kN/mm				
overspanning [m]	$F_{v,max}$ [kN]	doorbuiging bij $F_{v,max}$ [mm]	draagcapaciteit t.o.v. overspanning 8,55 m [%]	draagcapaciteit t.o.v. unrestrained numeriek [%]
8,55	245,61	79,62	0,00	41,02
10,40	161,19	93,24	-34,37	-7,45

5.1.4 Invloed van de rek bij breuk van de voorspanstrengen

De ondergrens voor de breukrek van de voorspanstrengen wordt door EN 10138 vastgelegd op 3,5 %. De strengen die in het standaardmodel worden gebruikt hebben een maximale rek bij breuk van 5 %. Het effect van een grotere breukrek wordt nagegaan door aan de strengen van model I een breukrek toe te kennen gelijk aan 7,5 % en 10 %. Een breukrek van 10 % is in realiteit niet haalbaar, maar dit wordt puur theoretisch toch eens getest. Dit wordt wederom geverifieerd voor een veerconstante van 50 kN/mm en 250 kN/mm.



Figuur 53: verticale kracht-verplaatsingscurven model I ($K = 50 \text{ kN/mm}$) bij wijzigende rek bij breuk



Figuur 54: verticale kracht-verplaatsingscurven model I ($K = 250 \text{ kN/mm}$) bij wijzigende rek bij breuk

Indien het model uitgerekend wordt met veerconstante 50 kN/mm liggen alle curven op elkaar totdat de vloeigrens van de onderste voorspanstrengen bereikt is. De draagcapaciteit wordt dus niet beïnvloed door een wijzigende rek bij breuk van het voorspanstaal, zie Figuur 53 en Tabel 24. Het welfsel faalt uiteindelijk ten gevolge van het bezwijken van de onderste voorspanstrengen. Naargelang er gewerkt wordt met een hogere breukrek treedt het falen op bij een grotere doorbuiging en een lagere belasting.

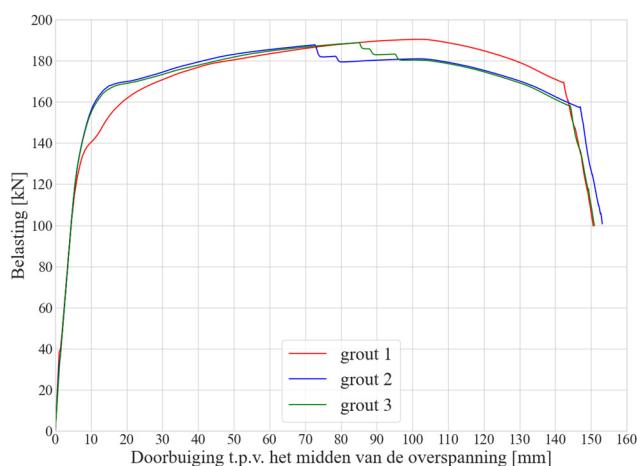
Een veerconstante van 250 kN/mm levert zoals eerder aangetoond een grotere draagcapaciteit op. Bij dergelijke stijfheid van de omringende structuur heeft een wijzigende rek bij breuk van de voorspanstrengen geen invloed.

Tabel 24: vergelijking draagcapaciteit van model I bij wijzigende rek bij breuk voor $K = 50 \text{ kN/mm}$ en $K = 250 \text{ kN/mm}$

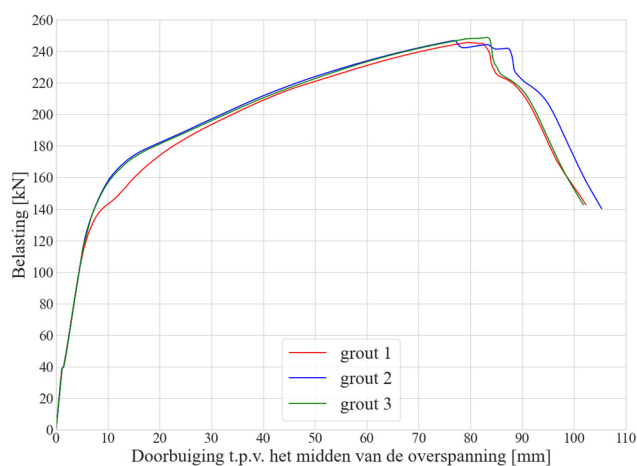
K = 50 kN/mm				
ϵ_{puk} [%]	$F_{\text{v,max}}$ [kN]	doorbuiging bij $F_{\text{v,max}}$ [mm]	draagcapaciteit t.o.v. $\epsilon_{\text{puk}} = 5 \%$ [%]	draagcapaciteit t.o.v. unrestrained numeriek [%]
5	190,38	102,96	0,00	9,31
7,5	190,38	102,96	0,00	9,31
10	190,38	102,96	0,00	9,31
K = 250 kN/mm				
ϵ_{puk} [%]	$F_{\text{v,max}}$ [kN]	doorbuiging bij $F_{\text{v,max}}$ [mm]	draagcapaciteit t.o.v. $\epsilon_{\text{puk}} = 5 \%$ [%]	draagcapaciteit t.o.v. unrestrained numeriek [%]
5	245,61	79,62	0,00	41,02
7,5	245,61	79,62	0,00	41,02
10	245,61	79,62	0,00	41,02

5.1.5 Invloed van groutsoort

Naast grout 1 dat gemodelleerd is met dezelfde plasticiteitsparameters als het beton van het welfsel en met een f_{cm} gelijk aan 48 N/mm², worden nog twee andere groutsoorten geanalyseerd. De bijhorende plasticiteitsparameters en betondruksterktes zijn terug te vinden in Tabel 7.



Figuur 55: verticale kracht-verplaatsingscurven model I ($K = 50$ kN/mm) bij wijzigende groutsoort



Figuur 56: verticale kracht-verplaatsingscurven model I ($K = 250$ kN/mm) bij wijzigende groutsoort

Op figuur 55 en 56 zijn de verticale kracht-verplaatsingscurven te zien bij een wijzigende groutsoort. In eerste instantie wordt opgemerkt dat de scheuren in het grout bij groutsoort 2 en 3 later ontstaan. Dit komt doordat deze gemodelleerd zijn met een hogere treksterkte dan grout 1. Verder falen groutsoort 2 en 3 veel later dan grout 1, respectievelijk rond een doorbuiging van 73 en 86 mm. Dit komt omdat deze mengsels een elastischer gedrag hebben. De achterliggende reden hiervoor is de grotere dilatatiehoek die werd ingegeven in het CDP-model, zie Tabel 7. Bij een veerconstante van 250 kN/mm wordt dit niet opgemerkt omdat het welfsel eerder faalt dan het grout. Hoewel het verloop van de curves bij een veerconstante van 50 kN/mm ietwat verschilt, kan geconcludeerd worden dat de groutsoort een geringe invloed heeft op de maximale draagcapaciteit bij kleine stijfheden van de omringende structuur. Bij grote stijfheden daarentegen heeft de groutsoort praktisch geen invloed. In Tabel 25 wordt de vergelijking gemaakt tussen de verschillende groutsoorten. Daarnaast staat ook de supplementaire draagcapaciteit ten opzichte van het unrestrained model weergegeven.

Tabel 25: vergelijking draagcapaciteit van model I bij wijzigende groutsoort voor $K = 50 \text{ kN/mm}$ en $K = 250 \text{ kN/mm}$

K = 50 kN/mm				
groutsoort	$F_{v,max}$ [kN]	doorbuiging bij $F_{v,max}$ [mm]	draagcapaciteit t.o.v. groutsoort 1 [%]	draagcapaciteit t.o.v. unrestrained numeriek [%]
1	190,38	102,96	0,00	9,31
2	187,7	72,61	-1,41	7,77
3	188,73	85,03	-0,87	8,36
K = 250 kN/mm				
groutsoort	$F_{v,max}$ [kN]	doorbuiging bij $F_{v,max}$ [mm]	draagcapaciteit t.o.v. groutsoort 1 [%]	draagcapaciteit t.o.v. unrestrained numeriek [%]
1	245,61	79,62	0,00	41,02
2	246,79	76,84	0,48	41,69
3	248,69	83,27	1,25	42,79

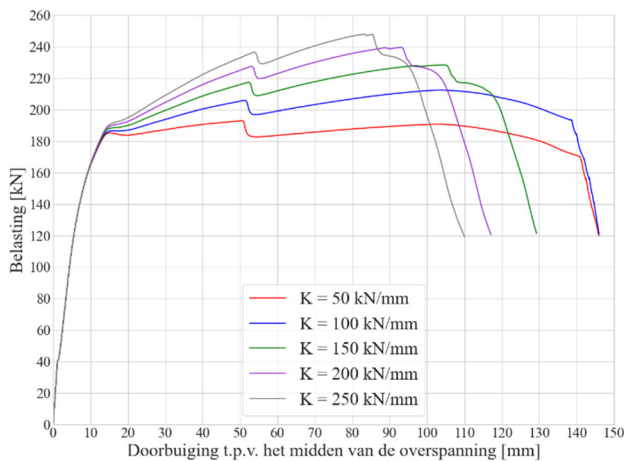
5.2 Model II

Model II heeft voor de overspanning, de betonkwaliteit en de breukrek van de voorspanstrengen dezelfde standaardwaarden als model I. Hierbij komen nog standaardwaarden voor de diameter en de dekking van de verbindingssaven. In Tabel 26 zijn alle standaardparameters met bijhorende waarden terug te vinden. Dit model wordt onderzocht door enerzijds de diameter van de verbindingssaven te wijzigen en anderzijds de dekking op deze verbindingssaven te laten variëren bij verschillende veerconstanten en te kijken wat hiervan het effect is op de resultaten.

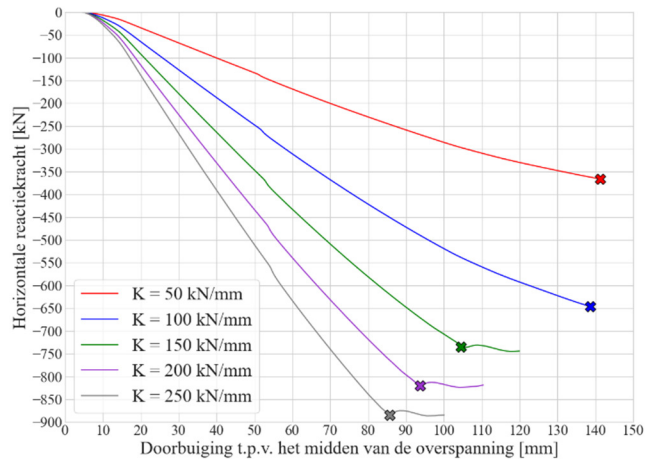
Tabel 26: standaardparameters model II

model II	
overspanning	8,55 m
f_{cm} welfsel	58 N/mm ²
ϵ_{puk} voorspanstrengen	5%
diameter verbindingssaa	10 mm
dekking verbindingssaa	40 mm

5.2.1 Invloed van de veerconstante K



Figuur 57: verticale kracht-verplaatsingscurven van model II bij wijzigende veerconstanten K



Figuur 58: horizontale reactiekracht-verplaatsingscurven van model II bij wijzigende veerconstanten K

Er wordt opnieuw vastgesteld dat er een lineair verband is tussen de belasting en de doorbuiging tot de eerste scheuren in het grout ontstaan. Bovendien volgt model II bij verschillende veerconstanten dezelfde trend als model I. Er kunnen met stijgende veerconstanten namelijk grotere belastingen opgenomen worden, zie Tabel 27. Dit komt omdat een grotere drukmembraanwerking wordt opgebouwd in het welfsel. Dit is weergegeven in Figuur 58. Met stijgende veerconstante wordt bij eenzelfde doorbuiging namelijk een veel grotere horizontale reactiekracht ontwikkeld. Verder wordt opgemerkt dat de verbindingstaven later falen bij een grotere veerconstante. Doordat de omringende structuur als het ware meer weerstand biedt, is een grotere belasting nodig om de breukrek van de verbindingstaven te bereiken. Eenmaal de verbindingstaven bezweken zijn valt elke curve terug samen met de curve van model I met corresponderende veerconstante. Analoog aan de analyse van model I worden bij verschillende veerconstanten twee faalmechanismen vastgesteld. Enerzijds bezwijken de modellen met een veerconstante van 50 en 100 kN/mm door het falen van de onderste voorspanstrengen. Anderzijds falen de modellen met veerconstanten gelijk aan 150, 200 en 250 kN/mm ten gevolge van afschuiving in de lijfplaten.

Tabel 27: vergelijking draagcapaciteit van model II bij wijzigende veerconstanten

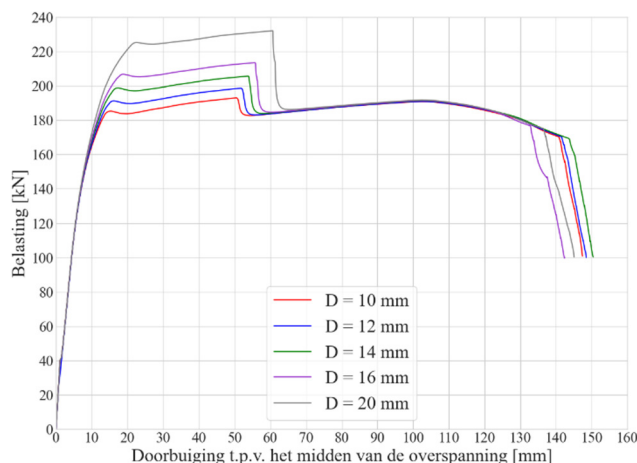
ø = 10 mm - dekking = 40 mm				
veerconstante K [kN/mm]	F_{v,max} [kN]	doorbuiging bij F_{v,max} [mm]	draagcapaciteit t.o.v. K = 50 kN/mm [%]	draagcapaciteit t.o.v. unrestrained numeriek [%]
50	192,93	50,38	0,00	10,77
100	205,94	51,24	6,74	18,24
150	228,41	103,93	18,39	31,14
200	239,27	88,79	24,02	37,38
250	247,92	83,31	28,50	42,34

Tabel 28: vergelijking horizontale reactiekracht van model II bij wijzigende veerconstanten

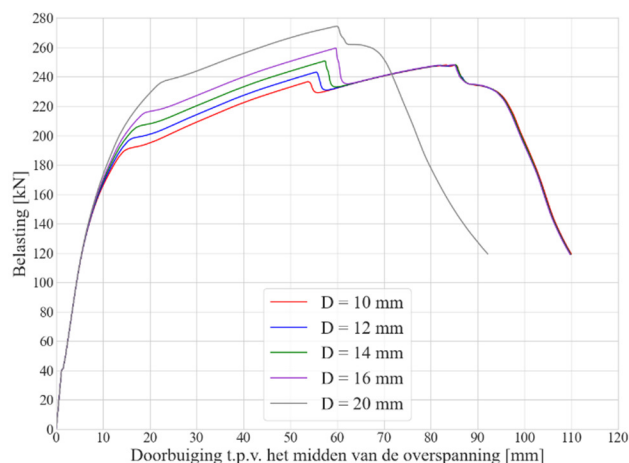
ø = 10 mm - dekking = 40 mm			
model	F_{h,max} [kN]	doorbuiging bij F_{h,max} [mm]	F_{h,max} t.o.v. K = 50 kN/mm [%]
50	367,75	141,55	0,00
100	647,73	138,89	76,13
150	735,90	105,80	100,11
200	819,71	93,79	122,90
250	884,50	85,73	140,52

5.2.2 Invloed van de diameter van de verbindingstaven

In het standaardmodel worden verbindingstaven met een diameter van 10 mm gebruikt. Verder is onderzoek uitgevoerd naar grotere courante staafdiameters tot en met diameter 20 mm bij een veerconstante van 50 kN/mm en 250 kN/mm. De diameters waar onderzoek wordt op uitgevoerd zijn: 12 mm, 14 mm, 16 mm en 20 mm.



Figuur 59: verticale kracht-verplaatsingscurven model II ($K = 50$ kN/mm) bij wijzigende diameter van de verbindingstaven



Figuur 60: verticale kracht-verplaatsingscurven model II ($K = 250$ kN/mm) bij wijzigende diameter van de verbindingstaven

Op Figuur 59 zijn de verschillende kracht-verplaatsingscurves te zien voor een variërende diameter en een veerconstante van 50 kN/mm. De dekking op de staven is overal gelijk en bedraagt 40 mm. Er valt op dat een grotere diameter een aanzienlijke invloed heeft op de behaalde draagcapaciteit van het welfsel. Wanneer gewerkt wordt met een diameter van 20 mm kan tot 20 % meer belasting opgenomen worden dan wanneer een diameter van 10 mm wordt gebruikt. Dit komt door de grotere trekkrachten die de verbindingstaven kunnen opnemen. Bovendien is op te merken dat verbindingstaven met grotere diameters falen bij grotere doorbuigingen, doordat meer belasting moet aangebracht worden alvorens de staven de treksterkte bereiken. Eenmaal de staven bezwaken zijn vallen de curves opnieuw samen met de curve van model I. Doordat de stijfheid van de omringende structuur slechts als 50 kN/mm gemodelleerd is, falen deze modellen allemaal door het bereiken van de treksterkte in de onderste voorspanstrengen. De kracht en doorbuiging bij falen variëren wel. Voor elke diameter van de verbindingstaven wordt een hogere draagcapaciteit behaald dan bij model I met veerconstante 50 kN/mm.

Op Figuur 60 zijn de curves voor variabele diameters weergegeven bij een veerconstante van 250 kN/mm. In principe kan hetzelfde geconstateerd worden als wanneer gewerkt wordt met een veerconstante gelijk aan 50 kN/mm. Met toenemende sectie van de verbindingssstaven kunnen veel grotere belastingen opgenomen worden. Opvallend is het gedrag van het model met een diameter van 20 mm. Doordat de spanning in het beton al zodanig groot is tijdens het vloeien van de verbindingssstaven, wordt de treksterkte van het beton eerder bereikt dan de treksterkte van de verbindingssstaven. De verbindingssstaven bezwijken dus niet, het welfsel faalt enkel ten gevolge van afschuiving in de lijfplaten van het welfsel. Een andere belangrijke vaststelling is dat door het werken met een diameter van 10 of 12 millimeter geen hogere draagcapaciteit wordt bereikt in vergelijking met model I. Het werken met een diameter van 14 millimeter levert een geringe winst op in draagcapaciteit. Er wordt pas een degelijke winst in draagcapaciteit behaald indien gebruik gemaakt wordt van een diameter van 16 of 20 mm. Er kan geconcludeerd worden dat indien $F_{v,max}$ wordt bereikt na het bezwijken van de verbindingssstaven dit wil zeggen dat model II geen hogere draagcapaciteit heeft dan model I. Indien $F_{v,max}$ bereikt wordt alvorens het falen van verbindingssstaven wil dit zeggen dat deze ervoor zorgen dat een hogere draagcapaciteit wordt behaald in vergelijking met model I.

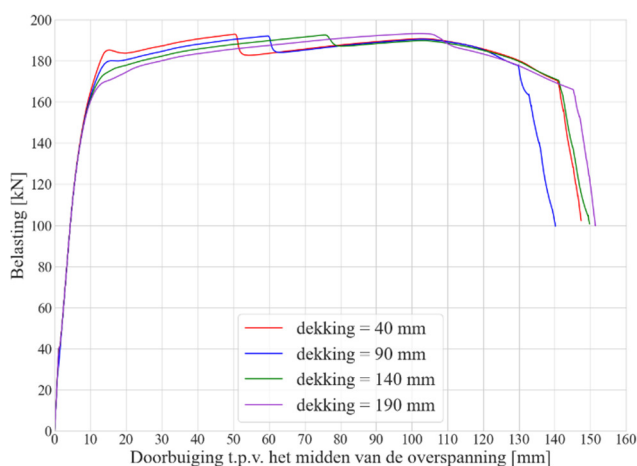
In Tabel 29 staat voor elke diameter, zowel bij een veerconstante van 50 als 250 kN/mm de winst in draagcapaciteit uitgedrukt in procent. Enerzijds de winst ten opzichte van het model met een diameter van 10 mm. Anderzijds ten opzichte van de maximale belasting die het unrestrained numeriek model bereikt.

Tabel 29: vergelijking draagcapaciteit van model II bij wijzigende diameters van de verbindingssstaven voor $K = 50$ kN/mm en $K = 250$ kN/mm

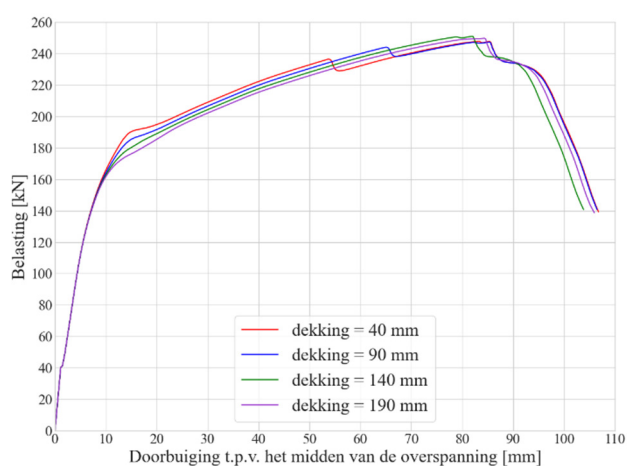
K = 50 kN/mm - dekking = 40 mm				
Ø [mm]	$F_{v,max}$ [kN]	doorbuiging bij $F_{v,max}$ [mm]	draagcapaciteit t.o.v. Ø = 10 mm [%]	draagcapaciteit t.o.v. unrestrained numeriek [%]
10	192,93	50,38	0,00	10,77
12	198,57	51,8	2,92	14,01
14	205,66	53,8	6,60	18,08
16	213,48	55,74	10,65	22,57
20	232,08	60,62	20,29	33,25
K = 250 kN/mm - dekking = 40 mm				
Ø [mm]	$F_{v,max}$ [kN]	doorbuiging bij $F_{v,max}$ [mm]	draagcapaciteit t.o.v. Ø = 10 mm [%]	draagcapaciteit t.o.v. unrestrained numeriek [%]
10	247,92	83,31	0,00	42,34
12	248,01	85,25	0,04	42,40
14	250,73	57,35	1,13	43,96
16	259,48	59,69	4,66	48,98
20	274,39	59,98	10,68	57,54

5.2.3 Invloed van de betondekking op de verbindingssaven

In het standaardmodel worden verbindingssaven met een diameter van 10 mm gebruikt en een dekking van 40 mm. Om de invloed van de dekking na te gaan wordt de verbindingssaaftelkens 50 mm dieper gemodelleerd. Dit wordt uitgevoerd voor verschillende veerconstanten en diameters van de verbindingssaaft.



Figuur 61: verticale kracht-verplaatsingscurven model II ($K = 50 \text{ kN/mm}$) met een diameter van 10 mm bij wijzigende dekking op de verbindingssaven

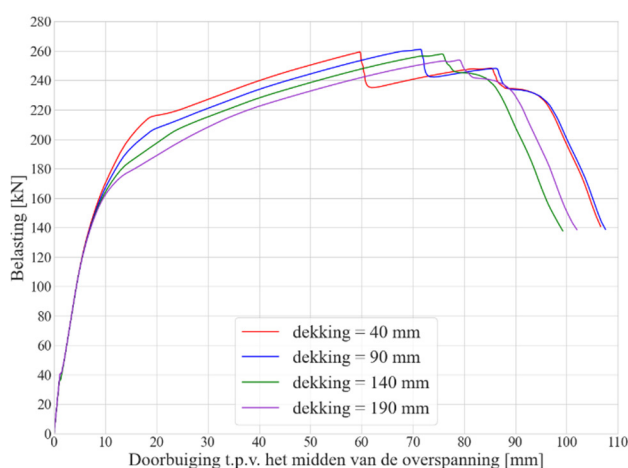


Figuur 62: verticale kracht-verplaatsingscurven model II ($K = 250 \text{ kN/mm}$) met een diameter van 10 mm bij wijzigende dekking op de verbindingssaven

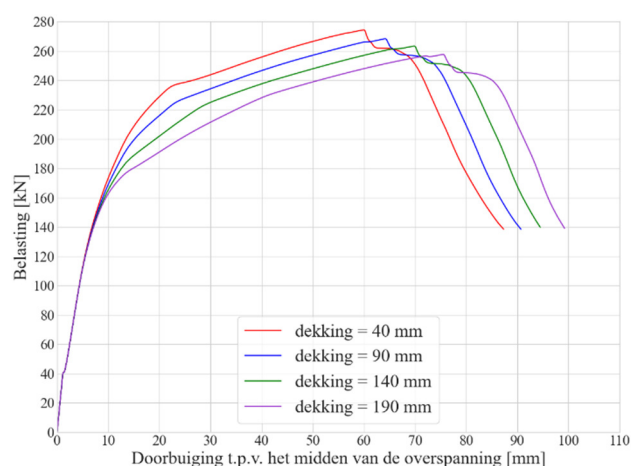
De invloed van de betondekking blijkt een interessante parameter te zijn. Het effect ervan verschilt per diameter, anderzijds varieert de invloed van de dekking ook wanneer met een veerconstante van 50 of 250 kN/mm wordt gewerkt.

In eerste instantie wordt gekeken naar de curves in Figuur 61. Daar varieert de dekking bij een veerconstante van 50 kN/mm en een diameter van 10 mm van de verbindingssaven. Er wordt vastgesteld dat de verbindingssaven met een grotere betondekking later zullen falen. De oorzaak ligt bij de rotatie die de verbindingssaven ondergaan ter plaatse van het scheidingsvlak van het grout. Hoe kleiner de dekking, hoe hoger de saven liggen, waardoor bij eenzelfde belasting de saven een grotere rotatie ondergaan. Hierdoor zal de rek groter zijn. Daarom zal een saaft met een kleine dekking veel eerder de maximale rek bereiken en bezwijken. De maximale krachten die behaald worden liggen daarentegen wel in dezelfde grootteorde. Zoals in Tabel 30 te zien, liggen de maxima binnen een interval van 0,5 % ten opzichte van het standaardmodel met een dekking van 40 mm.

De invloed van de dekking is van groter belang bij een veerconstante van 250 kN/mm, zie Figuur 62. De algemene trend wordt opnieuw gevolgd tot het vloeien van de verbindingssstaven. Er wordt echter vastgesteld dat enkel de verbindingssstaven met een dekking van 40 en 90 mm de treksterkte bereiken en bezwijken. Uiteindelijk falen deze modellen opnieuw door afschuiving in de lijfplaten. Wanneer de dekking 140 of 190 mm bedraagt, wordt dit verloop niet gevolgd. De verbindingssstaven bereiken namelijk nooit de maximale rek. Doordat de treksterkte van het beton eerder bereikt wordt dan de treksterkte van de verbindingssstaven, falen de modellen ten gevolge van afschuiving in de lijfplaten van het welfsel. Een opmerking hierbij is dat de modellen waarbij de verbindingssstaven een diameter van 10 mm hebben, ongeacht de dekking, de maxima bereiken net voor het bezwijken. Bovendien kan geconstateerd worden dat de grootste draagcapaciteit bereikt wordt bij een dekking van 140 mm. Om het belang van de positie van de verbindingssstaaf te duiden wordt hetzelfde model eens onderzocht voor een diameter 16 mm in plaats van 10 mm, zie Figuur 63. Anders dan voorheen blijken de verbindingssstaven bij elke dekking te falen voor er afschuiving in de lijfplaten optreedt. Daarnaast wordt het grootste draagvermogen niet meer bereikt bij een dekking van 140 mm maar bij een dekking van 90 mm. Tot slot wordt nog eens nagekeken waar de grootste draagcapaciteit ligt wanneer gewerkt wordt met een diameter 20 mm, zie Figuur 64. Zoals eerder in de parameterstudie aangehaald, bereiken deze verbindingssstaven nooit de treksterkte en faalt het model door afschuiving. Vandaar is het interessant om de verbindingssstaven zoveel mogelijk trek te laten opnemen alvorens het beton faalt. Dit is het geval wanneer de staven het hoogst gelegen zijn, daarom zal bij de kleinste dekking het grootste draagvermogen behaald worden.



Figuur 63: verticale kracht-verplaatsingscurven model II ($K = 250$ kN/mm) met een diameter van 16 mm bij wijzigende dekking op de verbindingssstaven



Figuur 64: verticale kracht-verplaatsingscurven model II ($K = 250$ kN/mm) met een diameter van 20 mm bij wijzigende dekking op de verbindingssstaven

Tabel 30: vergelijking draagcapaciteit van model II bij wijzigende betondekking op de verbindingssstaven met diameters van 10, 16 en 20 mm voor $K = 50 \text{ kN/mm}$ en $K = 250 \text{ kN/mm}$

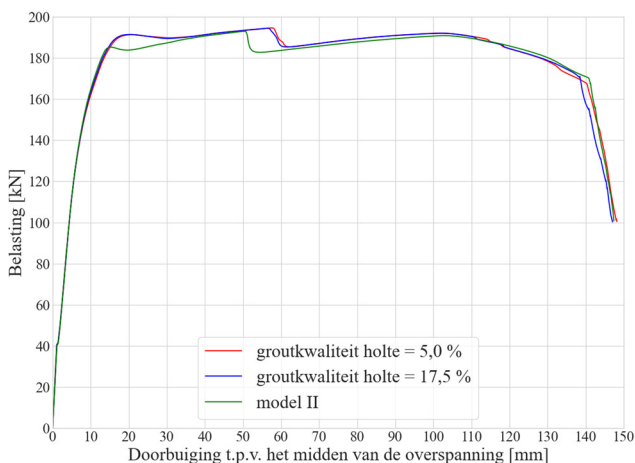
K = 50 kN/mm - $\varnothing = 10 \text{ mm}$				
dekking [mm]	$F_{v,max}$ [kN]	doorbuiging bij $F_{v,max}$ [mm]	draagcapaciteit t.o.v. dekking 40 mm [%]	draagcapaciteit t.o.v. unrestrained numeriek [%]
40	192,93	50,38	0,00	10,77
90	192,09	59,7	-0,44	10,29
140	192,56	75,46	-0,19	10,56
190	193,28	102,94	0,18	10,97
K = 250 kN/mm - $\varnothing = 10 \text{ mm}$				
dekking [mm]	$F_{v,max}$ [kN]	doorbuiging bij $F_{v,max}$ [mm]	draagcapaciteit t.o.v. dekking 40 mm [%]	draagcapaciteit t.o.v. unrestrained numeriek [%]
40	247,92	83,31	0,00	42,34
90	247,43	85,28	-0,20	42,06
140	251,11	81,93	1,29	44,18
190	249,85	84,31	0,78	43,45
K = 250 kN/mm - $\varnothing = 16 \text{ mm}$				
dekking [mm]	$F_{v,max}$ [kN]	doorbuiging bij $F_{v,max}$ [mm]	draagcapaciteit t.o.v. dekking 40 mm [%]	draagcapaciteit t.o.v. unrestrained numeriek [%]
40	259,48	59,69	0,00	48,98
90	261,12	71,45	0,68	49,92
140	257,93	75,72	-0,55	48,09
190	253,78	79,06	-2,15	45,71
K = 250 kN/mm - $\varnothing = 20 \text{ mm}$				
dekking [mm]	$F_{v,max}$ [kN]	doorbuiging bij $F_{v,max}$ [mm]	draagcapaciteit t.o.v. dekking 40 mm [%]	draagcapaciteit t.o.v. unrestrained numeriek [%]
40	274,31	59,99	0,00	57,50
90	268,35	64,1	-2,17	54,07
140	263,31	69,87	-4,01	51,18
190	257,58	75,55	-6,10	47,89

5.3 Model III

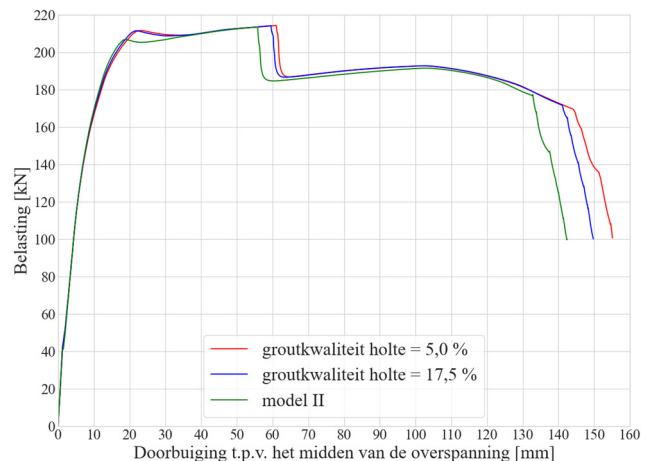
Model III is gelijkaardig aan model II met uitzondering van de groutomhulling met gedegradeerde eigenschappen. De invloed van de mate waarin deze omhulling gedegrademd is, wordt onderzocht. De behaalde draagcapaciteiten worden vergeleken met deze van model II.

5.3.1 Invloed van de krimp van het ter plaatse gestorte grout

Zoals aangehaald in paragraaf 3.3 zal er een onthechting van het ter plaatse gestorte grout met het welfsel ontstaan ten gevolge van krimp. Om dit in rekening te brengen worden aan de buitenste laag van het grout slechtere eigenschappen toegekend. Hiervoor wordt de buitenste laag eens gemodelleerd met een f_{ck} gelijk aan 5 % en 17,5 % van groutsoort 1, zie Tabel 13. Er wordt naar de draagcapaciteiten die ontstaan bij een veerconstante van 50 kN/mm en 250 kN/mm gekeken. Dit wordt enerzijds gedaan voor een verbingsstaaf met een diameter van 10 mm en anderzijds voor een verbingsstaaf met een diameter van 16 mm. Deze waarden worden vergeleken met deze van model II bij een overeenkomende stijfheid van de omringende structuur.



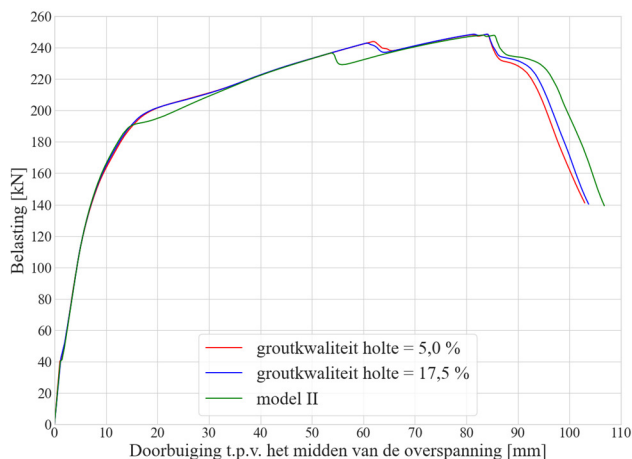
Figuur 65: verticale kracht-verplaatsingscurven model III ($K = 50$ kN/mm) met een diameter van 10 mm bij wijzigende groutkwaliteit in de holtes van het welfsel



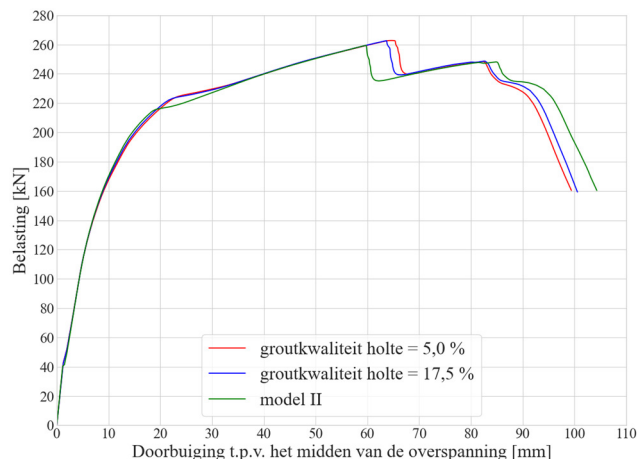
Figuur 66: verticale kracht-verplaatsingscurven model III ($K = 50$ kN/mm) met een diameter van 16 mm bij wijzigende groutkwaliteit in de holtes van het welfsel

Voor model III waarvan de verbingsstaven een diameter hebben van 10 mm en de veerconstante gelijk is aan 50 kN/mm valt op dat het grout faalt bij een hogere belasting indien gedegradeerde eigenschappen aan de omhulling zijn toegekend. Naarmate de omhulling meer gedegrademd gemodelleerd wordt, falen de verbingsstaven bij een hogere belasting, zie Tabel 31. Uiteindelijk faalt elk model ten gevolge van het bezwijken van de onderste voorspanstrengen in het welfsel. Dit gebeurt ongeveer bij eenzelfde belasting, maar bij een iets andere doorbuiging.

Voor eenzelfde veerconstante wordt gekeken naar model III waarvan de verbindingstaven een diameter hebben van 16 mm, zie Figuur 66. Exact dezelfde bemerkingen zijn te maken zoals bij het model met verbindingstaven die een diameter van 10 mm hebben. Doordat de verbindingstaaf een grotere diameter heeft, faalt deze wel pas bij een hogere belasting, maar dit werd reeds besproken in paragraaf 5.2.2.



Figuur 67: verticale kracht-verplaatsingscurven model III ($K = 250 \text{ kN/mm}$) met een diameter van 10 mm bij wijzigende groutkwaliteit in de holtes van het welfsel



Figuur 68: verticale kracht-verplaatsingscurven model III ($K = 250 \text{ kN/mm}$) met een diameter van 16 mm bij wijzigende groutkwaliteit in de holtes van het welfsel

Voor model III waarvan de verbindingstaven een diameter hebben van 10 en 16 mm en de veerconstante gelijk is aan 250 kN/mm , zijn dezelfde bemerkingen te maken als bij een veerconstante van 50 kN/mm . Uiteraard wordt met een grotere veerconstante een hogere draagcapaciteit bereikt. Het enige verschil door het werken met een hogere stijfheid van de omringende structuur is dat het welfsel faalt ten gevolge van afschuiving in plaats van het bezwijken van de onderste voorspanstrengen, maar ook dit werd eerder besproken. Er kan geconcludeerd worden dat de gedegradeerde grouteigenschappen een invloed hebben op de draagcapaciteit onafhankelijk van de gebruikte veerconstante.

Tabel 31: vergelijking draagcapaciteit van model III bij wijzigende groutkwaliteit in de holtes van het welfsel op de verbindingstaven met diameters van 10 en 16 mm voor $K = 50 \text{ kN/mm}$ en $K = 250 \text{ kN/mm}$

K = 50 kN/mm - $\varnothing$ = 10 mm - dekking = 40 mm				
groutkwaliteit [%]	$F_{v,max}$ [kN]	doorbuiging bij $F_{v,max}$ [mm]	draagcapaciteit t.o.v. model II [%]	draagcapaciteit t.o.v. unrestrained numeriek [%]
100 (model II)	192,93	50,38	0,00	10,77
17,5	194,37	56,27	0,75	11,60
5	194,54	57,76	0,83	11,70
K = 50 kN/mm - $\varnothing$ = 16 mm - dekking = 40 mm				
groutkwaliteit [%]	$F_{v,max}$ [kN]	doorbuiging bij $F_{v,max}$ [mm]	draagcapaciteit t.o.v. model II [%]	draagcapaciteit t.o.v. unrestrained numeriek [%]
100 (model II)	213,47	55,74	0,00	22,56
17,5	214,15	59,45	0,32	22,95
5	214,30	60,96	0,39	23,04
K = 250 kN/mm - $\varnothing$ = 10 mm - dekking = 40 mm				
groutkwaliteit [%]	$F_{v,max}$ [kN]	doorbuiging bij $F_{v,max}$ [mm]	draagcapaciteit t.o.v. model II [%]	draagcapaciteit t.o.v. unrestrained numeriek [%]
100 (model II)	247,92	83,31	0,00	42,34
17,5	248,50	81,49	0,23	42,68
5	248,40	84,03	0,19	42,62
K = 250 kN/mm - $\varnothing$ = 16 mm - dekking = 40 mm				
groutkwaliteit [%]	$F_{v,max}$ [kN]	doorbuiging bij $F_{v,max}$ [mm]	draagcapaciteit t.o.v. model II [%]	draagcapaciteit t.o.v. unrestrained numeriek [%]
100 (model II)	259,48	59,69	0,00	48,98
17,5	262,64	63,61	1,22	50,80
5	262,78	64,55	1,27	50,88

5.4 Conclusie parameterstudie

In Tabel 32 wordt het effect van elke onderzochte parameter weergegeven voor stijfheden van de omringende structuur gelijk aan 50 kN/mm en 250 kN/mm. Het effect wordt telkens bekeken ten opzichte van het basismodel. Het basismodel van model I heeft een welfsel met een betonsterkteklasse C50/60, de overspanning is gelijk aan 8,55 meter, de rek bij breuk van de voorspanstrengen is gelijk aan 5 % en het grout is gemodelleerd met dezelfde plasticiteitsparameters als het beton, maar met een f_{cm} gelijk aan 48 N/mm². Het basismodel van model II heeft dezelfde eigenschappen als model I met uitzondering van de aanwezigheid van de verbindingstaven met een diameter van 10 mm en een betondekking van 40 mm. Het basismodel van model III is quasi gelijk aan model II met uitzondering van de gedegradeerde grouteigenschappen om het krimpgedrag van het ter plaatste gestorte grout te simuleren. Er wordt een onderscheid gemaakt tussen parameters die een klein, matig en groot effect hebben.

Tabel 32: vergelijkende tabel parameterstudie

model I (K = 50 kN/mm)				
parameter	basismodel ($F_{v,max}$ = 190,38 kN)	model met grootste variatie i.v.m. basismodel	draagcapaciteit t.o.v. basismodel [%]	effect
betonsterkteklasse	C50/60	C55/67	2,17	matig
overspanning	8,55 m	10,40 m	-29,48	groot
breukrek voorspanstrengen	5%	5%; 7,5% & 10%	0,00	geen
groutsoort	groutsoort 1	groutsoort 2	-1,41	klein
model I (K = 250 kN/mm)				
parameter	basismodel ($F_{v,max}$ = 245,61 kN)	model met grootste variatie i.v.m. basismodel	draagcapaciteit t.o.v. basismodel [%]	effect
betonsterkteklasse	C50/60	C55/67	3,76	matig
overspanning	8,55 m	10,40 m	-34,37	groot
breukrek voorspanstrengen	5%	5%; 7,5% & 10%	0,00	geen
groutsoort	groutsoort 1	groutsoort 3	1,25	klein
model II (K = 50 kN/mm)				
parameter	basismodel ($F_{v,max}$ = 192,93 kN)	model met grootste variatie i.v.m. basismodel	draagcapaciteit t.o.v. basismodel [%]	effect
diameter verbindingssstaaf	10 mm	20 mm	20,29	groot
dekking verbindingssstaaf	40 mm	190 mm	0,18	klein
model II (K = 250 kN/mm)				
parameter	basismodel ($F_{v,max}$ = 247,92 kN)	model met grootste variatie i.v.m. basismodel	draagcapaciteit t.o.v. basismodel [%]	effect
diameter verbindingssstaaf	10 mm	20 mm	10,68	groot
dekking verbindingssstaaf	40 mm	140 mm	1,29	klein
model III (K = 50 kN/mm)				
parameter	basismodel ($F_{v,max}$ = 192,93 kN)	model met grootste variatie i.v.m. basismodel	draagcapaciteit t.o.v. basismodel [%]	effect
krimp	100% (model II)	5%	0,83	klein
model III (K = 250 kN/mm)				
parameter	basismodel ($F_{v,max}$ = 247,92 kN)	model met grootste variatie i.v.m. basismodel	draagcapaciteit t.o.v. basismodel [%]	effect
krimp	100% (model II)	7,5%	0,23	klein

6 Conclusie

De modellering van numerieke modellen voor verschillende welfselaansluitingen heeft geleid tot horizontale en verticale kracht-verplaatsingscurves. Uit de structurele analyse van deze modellen kan geconcludeerd worden dat de uitvoering van een welfselaansluiting een beduidende invloed heeft op de draagcapaciteit. Een eerste vaststelling wordt gemaakt over de stijfheid van de omringende structuur. Uit de resultaten blijkt dat met een toenemende stijfheid ook de drukmembraanwerking significant stijgt en dat het welfsel hierdoor een grotere draagcapaciteit heeft. Bij een stijfheid van 50 kN/mm en 250 kN/mm ontstaat respectievelijk een supplementaire draagcapaciteit van ongeveer 9,31 % en 41,02 % ten opzichte van het unrestrained experiment van Thienpont et al. (2022). Bovendien blijkt dat de stijfheid van de structuur invloed heeft op de wijze van falen. Wanneer deze gemodelleerd wordt met een veerconstante van 50 en 100 kN/mm, faalt het welfsel door het bezwijken van de onderste voorspanstrengen. Bij een veerconstante gelijk aan of groter dan 150 kN/mm treedt afschuiving op in de lijfplaten van het welfsel ten gevolge van het bereiken van de betontreksterkte. Dit resulteert in een brosse breuk. Wanneer verbindingssaven gebruikt worden om de aansluiting tussen verschillende overspanningen te voorzien, blijkt de draagcapaciteit toe te nemen. Doordat de verbindingssaven in eerste instantie een groot deel van de trekspanningen opnemen, treden scheuren in het grout en buigscheuren in het welfsel op bij een grotere belasting. Enkel wanneer staafdiameters groter dan of gelijk aan 16 mm gebruikt worden, heeft dit een opmerkelijk bevorderend effect op de draagcapaciteit. Het welfsel ontwikkelt een supplementaire draagcapaciteit van 22,57 % ($K = 50$ kN/mm) en 48,98 % ($K = 250$ kN/mm) bij een diameter gelijk aan 16 mm ten opzichte van het unrestrained experiment. Een andere parameter die een aanzienlijke invloed heeft op het ontstaan van de drukmembraanwerking is de overspanningslengte. Vanaf een overspanning van 10,40 meter wordt beduidend minder membraanwerking opgebouwd en faalt het welfsel, ongeacht de stijfheid van de omringende structuur, door het bezwijken van de onderste voorspanstrengen. Bij dergelijke overspanning daalt de draagcapaciteit bij een stijfheid van 50 kN/mm en 250 kN/mm respectievelijk met 20,65 % en 34,37 % in vergelijking met een overspanning van 8,55 meter. In de parameterstudie wordt opgemerkt dat een hogere betonsterkteklasse van het welfsel de membraanwerking positief beïnvloedt en hierdoor een matig effect heeft op de draagcapaciteit. De breukrek van de voorspanstrengen, de groutsoort, de betondekking op de verbindingssaven en het in rekening brengen van krimp van het ter plaatste gestorte grout hebben daarentegen nauwelijks tot geen invloed.

7 Discussie

In deze masterproef werden enkele aannames gemaakt om de modellering te vereenvoudigen. Om te beginnen worden extreme belastingssituaties in dit onderzoek gemodelleerd door een vierpuntsbuigproef uit te voeren tot falen. In verder onderzoek kan het effect van een niet-symmetrische belasting of een impactsbelasting op het welfsel onderzocht worden.

Verder werd de stijfheid van de omringende structuur gemodelleerd met een lineaire veer. De waarde van de veerconstante houdt per definitie enkel rekening met de stijfheid volgens de langsrichting van het welfsel. Om het exacte effect van de omringende structuur op de drukmembraanwerking te kunnen bestuderen, kan deze ook gemodelleerd worden.

Model III werd voorzien van gedegradeerde grouteigenschappen in de holtes om de niet-perfecte verbinding tussen het grout in de holtes en het welfsel te modelleren. In verder onderzoek kan deze verbinding gemodelleerd worden met contacteigenschappen.

Daarnaast blijkt uit de resultaten dat het toevoegen van verbindingstaven een zeer gunstige invloed heeft op de maximale draagcapaciteit van het welfsel. Om het ontwerp van het aansluitingsdetail te verbeteren kan een studie gemaakt worden waarbij meerdere diameters op verschillende posities in de holtes worden getest. Verder kunnen de lengte en vorm van de verbindingssstaaf geoptimaliseerd worden.

Bovendien kunnen experimentele proeven uitgevoerd worden om de numerieke modellen te vergelijken met de realiteit. Mits in dit onderzoek enkel statische berekeningen werden uitgevoerd, kunnen dynamische effecten de resultaten beïnvloeden.

Tot slot zijn er nog steeds heel wat andere aansluitingsdetails die frequent uitgevoerd worden, maar niet getest zijn in dit onderzoek, ook de invloed van een toplaag kan hierbij onderzocht worden.

8 Referentielijst

- Beeby, A., & Fathibitaraf, F. (2000, augustus 24). *Membrane effect in the reinforced concrete frames—a proposal for change in the design of frames structures*. Opgehaald van Engineering Structures: [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(00\)00024-9](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(00)00024-9)
- Bouwpunt Deckers. (2021). *Betonnen welfsels*. Opgeroepen op december 6, 2021, van Bouwpunt Deckers: <https://www.bouwpuntdeckers.be/aanbod/ruwbouw/welfsels-predallen/betonnen-welfsels>
- CEM. (2010). *CEB-FIP Model Code 2010: design code*. Lausanne: CEM.
- Chen, T., Cao, C., Zhang, C., Wang, X., Chen, K., & Yuan, G. (2020, september). *Numerical modeling and parametric analysis of grouted connections under axial loading*. Opgeroepen op december 7, 2021, van Thin-Walled Structures: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2020.106880>
- Dassault Systèmes Simulia. (2011). *Abaqus Theory Manual*. Opgeroepen op november 4, 2021
- Derkowski, W., & Surma, M. (2021, augustus 15). *Prestressed hollow core slabs for topped slim floors – Theory and research*. Opgeroepen op december 8, 2021, van Engineering Structures: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112464>
- Droogné, D. (2020). *Reliability-Based Design for Robustness: Evaluation of Progressive Collapse in Concrete Structures Taking into Account Membrane Action, PhD thesis*. Opgeroepen op december 7, 2021, van UGent.
- Elmatic Group. (2021). *Hollow-core slab production by extruder*. Opgeroepen op december 6, 2021, van Elmatic: <https://www.elmatic.com/precast-products/what-is-hollow-core-slab/>
- Favier, A., De Wolf, C., Scrivener, K., & Habert, G. (2018, november 5). *Rapport: "Cement-productie kan met 80 procent minder CO2"*. Opgeroepen op mei 23, 2022, van Change Inc.: <https://www.change.inc/retail/rapport-cement-productie-kan-met-80-procent-minder-co2-30379>
- Fingo NV. (2021). *Voorgespannen welfsels*. Opgeroepen op december 6, 2021, van Fingo: <https://fingo.be/nl/voorgespannen-welfsels>
- Gouverneur. (2014). *Experimental and Numerical Analysis of Tensile Membrane Action in Reinforced Concrete Slabs in the Framework of Structural Robustness, PhD thesis*. Opgeroepen op december 7, 2021, van UGent.
- Harrison, D. (2021). *Cement Grout*. Opgeroepen op december 6, 2021, van ScienceDirect: <https://www.sciencedirect.com/topics/engineering/cement-grout>
- Helderweirt, S. (2021). *Compressive membrane action in concrete hollow core slabs: development of an analytical model, validation and probabilistic analysis, Master's dissertation*. Opgeroepen op december 8, 2021, van UGent.

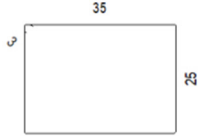
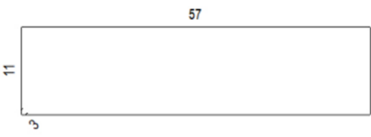
- NBN. (2005). *Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies - Deel 1-2: Algemene regels - Ontwerp en berekening van constructies bij brand*. Brussel: NBN.
- Oller, S., Oñate, E., Oliver, J., & Lubliner, J. (1990). Finite element nonlinear analysis of concrete structures using a 'plastic-damage model'. *Engineering Fracture Mechanics*, 219-231. Opgeroepen op december 8, 2021
- Özel, S. (2018). *Verificatie van een 3D niet-lineair frictie gebaseerd eindige elementenmodel voor de verankeringszones van voorgespannen betonliggers*. Opgeroepen op december 7, 2021, van UGent.
- Park, R. (1965). *The lateral stiffness and strength required to ensure membrane action at the ultimate load of a reinforced concrete slab-and-beam floor*. Opgeroepen op december 7, 2021, van Magazine of Concrete Research: <https://doi.org/10.1680/mac.1965.17.50.29>
- Ritzen, J., & Smet, R. (2012). *Betonbouw 1: Grondbegrippen en courante gevallen*. Academia Press. Opgeroepen op december 6, 2021
- Rosyidah, A., Prayogo, G., & Sucita, I. (2018). *Modeling of the reinforcement minimum spacing of precast concrete using grouting*. Opgeroepen op december 2021, van International Conference on Applied Science and Technology (ICAST): <https://repository.pnj.ac.id/id/eprint/3844>
- Shaheen, M., Tsavdaridis, K. D., & Salem, E. (2017, december 1). *Effect of grout properties on shear strength of column base connections: FEA and analytical approach*. Opgeroepen op december 7, 2021, van Engineering Structures: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.08.065>
- Shi-you, W., & Xi-bing, L. (2000, maart). *Experimental Study on Young's Modulus of Concrete*. Opgeroepen op december 7, 2021, van Central South University of Technology China.
- Szczecina, M., & Winnicki, A. (2015, augustus 25). *Calibration of the CDP model parameters in Abaqus*. Opgeroepen op november 16, 2021, van ASEM15: http://www.i-asm.org/publication_conf/asm15/3.CTCS15/1w/W1D.1.AWinnicki.CAC.pdf
- Thienpont, T., Caspee, R., De Corte, W., & Van Coile, R. (2022). *Compressive membrane action in axially restrained prestressed hollow core slabs*. Opgeroepen op oktober 22, 2021, van UGent.
- Thienpont, T., De Corte, W., Van Coile, R., & Caspee, R. (2022, februari 17). *Compressive membrane action in axially restrained hollow core slabs: Experimental investigation*. Opgeroepen op oktober 10, 2021, van International Federation for Structural Concrete: <https://doi.org/10.1002/suco.202100684>
- Thoma, K., & Malisia, F. (2018, september 15). *Compressive membrane action in RC one-way slabs*. Opgeroepen op december 9, 2021, van Engineering Structures: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.051>

- UGent. (2022). *Duurzaamheidsvisie*. Opgeroepen op mei 23, 2022, van Universiteit Gent: <https://www.ugent.be/nl/univgent/waarvoor-staat-ugent/duurzaamheidsbeleid/visie#:~:text=De%20Universiteit%20Gent%20wil%20een,substantieel%20draagvlak%20voor%20duurzame%20ontwikkeling>
- Van de Voorde, S., Bertels, I., & Wouters, I. (2015, December). *Naoorlogse bouwmaterialen in woning in brussel 1945-1975*. Opgeroepen op december 6, 2021, van Vrije Universiteit Brussel: <http://naoorlogsebouwmaterialen.be/>
- Vassart, O., & Zhao, B. (2013). *Membrane action of composite structures in case of fire*. ECCS.
- Wang, Y. (2002). *Steel and composite structures: behaviour and design for fire safety*. CRC Press.
- Zeng, Y., Caspeelee, R., Matthys, S., & Taerwe, L. (2016, november 15). *Compressive membrane action in FRP strengthened RC members*. Opgeroepen op december 5, 2021, van Construction and Building Materials: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.09.061>

9 Bijlagen

9.1 Buigstaat T-balk

Alle staafvormen

Positie	Aantal	Ø	Bemate buigvorm	Individuele lengte	Totale lengte	Gewicht
		[mm]		[m]	[m]	[kg]
model_1						
1	8	6		1,26	10,08	2,24
2	8	6		1,42	11,36	2,52
3	10	14		1,14	11,40	13,77
Som						18,53
Som van alle bouwdelen						18,53
Aantal elementen						1
Totaal gewicht						18,53

