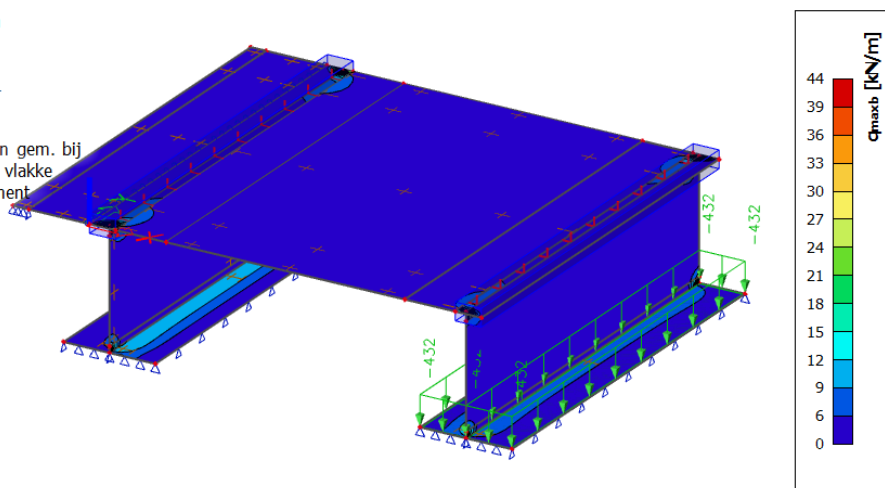


Interne 2D-krachten

Waardes: Q_{maxb}
 Lineaire berekening
 Belastingsgeval: BG181
 Extreem: Element
 Selectie: Alle
 Locatie: In knooppunten gem. bij
 macro. Rotatie van het vlakke
 systeem: LCS - 2D element



Figuur 36: Bijkomende dwarskracht t.g.v. 30 mm verschil zetting

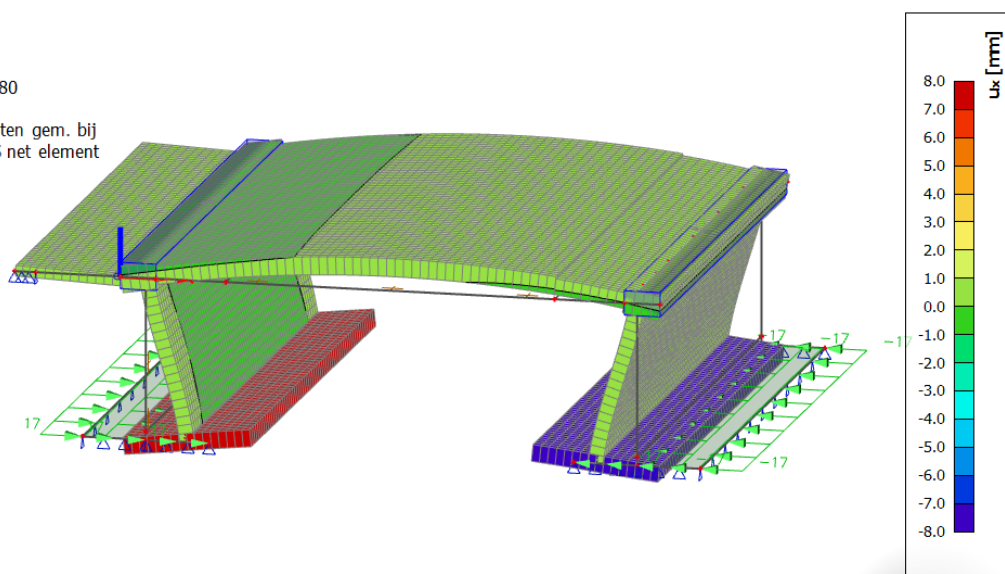
8.1.2 Horizontale verplaatsing poer

De gewapende grondconstructie gelegen op de poer oefent een horizontale belasting uit op de poer. Uit de geotechnische berekening (N206-BER-32102) volgt dat de poer 8 mm verschuift. Deze opgelegde vervorming resulteert in een bijkomende krachtswerking. Omdat deze verschuiving relatief snel optreedt is er geen sprake van een reductie op de krachtswerking t.g.v. kruip. Deze krachtswerking dient net als bij de krachtswerking t.g.v. de zettingsverschillen opgeteld te worden bij de krachtswerking komend uit de 3 modellen (zie bijlage J t/m L).

Voor het bepalen van de bijkomende krachtswerking is een horizontale belasting van 16.7 kN/m² op de poer gezet. Middels deze belasting is de opgelegde vervorming van 8 mm gemodelleerd (zie Figuur 37). De resultaten van de opgelegde vervorming t.g.v. steunputzetting zijn terug te vinden in bijlage J.

3D verplaatsing

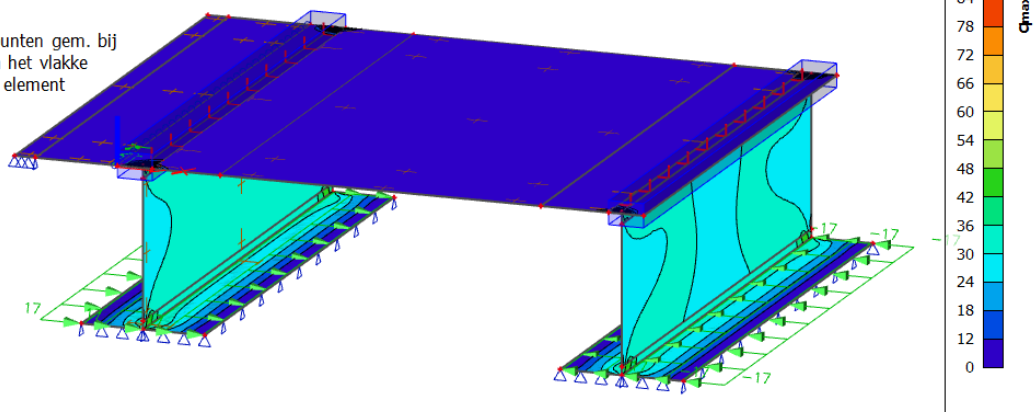
Waardes: u_x
 Lineaire berekening
 Belastingsgeval: BG180
 Selectie: Alle
 Locatie: In knooppunten gem. bij
 macro. Systeem: LCS net element



Figuur 37: Gemodelleerde opgelegde vervorming t.g.v. schuiven gewapende grondconstructie

Interne 2D-krachten

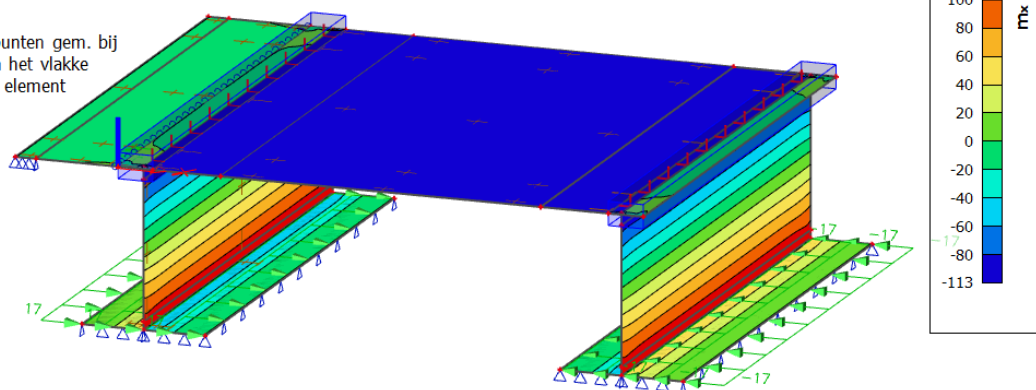
Waardes: q_{maxb}
 Lineaire berekening
 Belastingsgeval: BG180
 Extreem: Element
 Selectie: Alle
 Locatie: In knooppunten gem. bij
 macro. Rotatie van het vlakke
 systeem: LCS - 2D element



Figuur 38: Bijkomende dwarskracht in de wand t.g.v. schuiven gewapende grondconstructie

Interne 2D-krachten

Waardes: m_x
 Lineaire berekening
 Belastingsgeval: BG180
 Extreem: Element
 Selectie: Alle
 Locatie: In knooppunten gem. bij
 macro. Rotatie van het vlakke
 systeem: LCS - 2D element



Figuur 39: Bijkomende momenten t.g.v. schuiven gewapende grondconstructie

8.1.3 Bijkomende krachten t.g.v. opgelegde vervormingen

De bijkomende krachten t.g.v. de opgelegde vervorming dienen opgeteld te worden bij de krachten van het plaatmodel (zie bijlage J t/m L) waarbij geen rekening is gehouden met de opgelegde vervorming. In de paragraaf 8.1.1 en 8.1.2 zijn de normaalkrachten in de constructie niet uitgelezen maar wel beschouwd. Uit deze beschouwing volgt dat de normaalkrachten verwaarloosbaar zijn dan wel resulteren in een kleine drukkracht.

In Tabel 31 zijn de bijkomende krachten te zien voor de frequente combinatie (toetsing scheurvorming). In Tabel 32 zijn de bijkomende krachten te zien voor de combinatie uiterste grenstoestand. Conform het bij-schrift van tabel NB.13 van de NEN-EN 1990+NB wordt een belastingfactor van 1.2 gehanteerd.

Tabel 31: Bijkomende momenten frequent $y = 1.0$ ($mx+$ is bovenzijde en $mx-$ is onderzijde lokaal assenstelsel)

Onderdeel	Snedes	Steunpuntzetting		Verschuiving poer		Totaal [kNm/m]*	
		$mx+$	$mx-$	$mx+$	$mx-$	$mx+$	$mx-$
Aansluiting dek/wand	Rij1_dek & Rij5_dek	61	61	113	0	148	35
Dek op $\frac{1}{4}$ L	Rij2_dek & Rij4_dek	40	40	113	0	136	23
Dek op $\frac{1}{2}$ L	Rij3_dek	0	0	113	0	113	0
Wand bovenzijde	Wand_3 & Wand_6	61	61	113	0	148	35
Wand midden	Wand_2 & Wand_5	50	50	0	0	29	29
Wand onderzijde	Wand_1 & Wand_4	40	40	0	128	23	151
Poer dag achterzijde	Poer_2/_6/_10/_14	20	20	60	60	72	72
Poer dag voorzijde	Poer_3/_7/_11/_16	20	20	60	60	72	72

* Bij mx totaal is voor de steunpuntzetting een relaxatie factor van 0.58 toegepast

Tabel 32: Bijkomende momenten UGT $y = 1.2$ ($mx+$ is bovenzijde en $mx-$ is onderzijde lokaal assenstelsel)

Onderdeel	Snedes	Steunpuntzetting		Verschuiving poer		Totaal [kNm/m]*	
		$mx+$	$mx-$	$mx+$	$mx-$	$mx+$	$mx-$
Aansluiting dek/wand	Rij1_dek & Rij5_dek	73	73	136	0	178	42
Dek op $\frac{1}{4}$ L	Rij2_dek & Rij4_dek	48	48	136	0	163	28
Dek op $\frac{1}{2}$ L	Rij3_dek	0	0	136	0	136	0
Wand bovenzijde	Wand_3 & Wand_6	73	73	136	0	178	42
Wand midden	Wand_2 & Wand_5	60	60	0	0	35	35
Wand onderzijde	Wand_1 & Wand_4	48	48	0	154	28	181
Poer dag achterzijde	Poer_2/_6/_10/_14	24	24	72	72	86	86
Poer dag voorzijde	Poer_3/_7/_11/_16	24	24	72	72	86	86

* Bij mx totaal is voor de steunpuntzetting een relaxatie factor van 0.58 toegepast

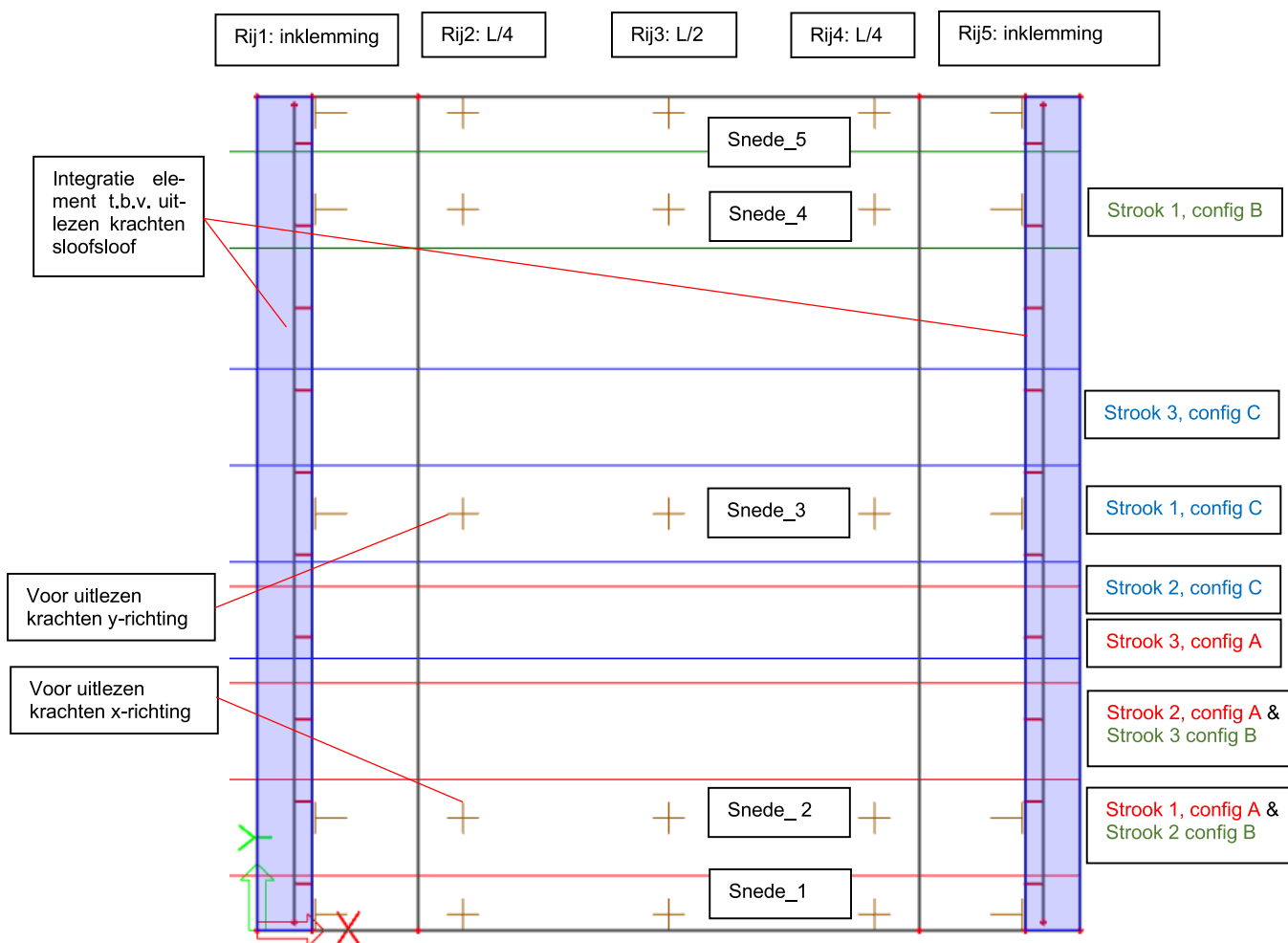
Tabel 33: Bijkomende dwarskracht UGT $y = 1.2$ (q_{max-b})

Onderdeel	Snedes	Steunpuntzetting	Verschuiving poer	Totaal [kNm/m]*
		Vd	Vd	Vd
Aansluiting dek/wand	Rij1_dek & Rij5_dek	0	0	0
Dek op $\frac{1}{4}$ L	Rij2_dek & Rij4_dek	0	0	0
Dek op $\frac{1}{2}$ L	Rij3_dek	0	0	0
Wand bovenzijde	Wand_3 & Wand_6	0	42	42
Wand midden	Wand_2 & Wand_5	0	42	42
Wand onderzijde	Wand_1 & Wand_4	0	42	42
Poer dag achterzijde	Poer_1/_5/_12/_16	15	42	57
Poer dag voorzijde	Poer_4/_8/_9/_13	15	42	57

8.2 WAPENING DEK

8.2.1 Sneden bepaling

In Figuur 40 is het bovenaanzicht van het dek te zien met daarin de verscheidene sneden. Tevens is de rijstrook indeling te zien. Dwars op de lengte van de overspanning (x-richting) zijn er 5 rijen aan gelijke sneden getrokken. Dit is een rij op rand sloof, een rij op een kwart van de overspanning en een rij in het midden van de overspanning. Per rij zijn er 5 sneden gemaakt in voor het uitlezen van de krachten in x-richting. Voor elke rijstrook configuratie is er in het midden van strook 1 een sneden geplaatst. Daarnaast is er een snede geplaatst t.p.v. de rand van het dek. Voor het uitlezen van de krachten in y-richting zijn er tevens 5 sneden per rij gemaakt die dwars op de snede in x-richting staan. Totaal zijn er 50 (10*5) sneden gemaakt. De sneden hebben ieder een lengte 1 m wat voor de dunste doorsnede (stootvloer, $h=500$ mm) gelijk is aan een lengte van circa $2*d$. Voor de dwarskrachttoetsing is deze lengte conservatief. T.p.v. rij1 en rij5 zijn de sneden in x-richting op de dag van de sloof geplaatst t.b.v. het uitlezen van het steunpuntmoment.



Figuur 40: Boven aanzicht dek met daarin de verschillende sneden

8.2.2 Hoofdwapening

In bijlage M is een overzicht te zien van alle snede toetsingen conform de opgave van paragraaf 8.2.1.

Uit de resultaten (zie bijlage J,K en L) volgt dat het maximale moment in het dek optreedt t.p.v. de rand van het dek, in het midden van de overspanning (rij3_dek_01).

Resultaat maatgevende snede rij3_dek_01:

$$M_d = 2226 \text{ kNm/m}, N_d = 5555 \text{ kN/m (druk)} \rightarrow M_{rd}(\text{Ø20-120}) = 2480 \text{ kNm/m} \rightarrow M_d < M_{rd} \text{ (Voldoet)}$$
$$M_f = 1376 \text{ kNm/m}, N_f = 5339 \text{ kN/m (druk)} \rightarrow w_f(\text{Ø20-120}) = 0.08 \text{ mm} \rightarrow w_f < w_m (0.2 \text{ mm}) \text{ (Voldoet)}$$

De zachtstaal wapening in het dek dient uitgevoerd te worden (zie ook wapeningschets bijlage W):

- Bovenzijde in overspanningsrichting t.p.v. rij 1 Ø20-120 in de 1^e laag;
- Bovenzijde in dwarsrichting t.p.v. rij 1&5 , Ø20-120 in de 2^{de} laag
- Bovenzijde in overspanningsrichting t.p.v. rij 2&3 Ø16-120 in de 1^e laag;
- Bovenzijde in dwarsrichting t.p.v. rij 2&4 Ø20-120 in de 2^{de} laag;
- Onderzijde in overspanningsrichting Ø20-120 in de 1^e laag;
- Onderzijde in dwarsrichting t.p.v. rij 3 Ø20-120 in de 2^{de} laag;

Voor ligging van de wapening wordt verwezen naar de wapeningschetsen (zie paragraaf 8.17).

8.2.3 Haarspelden rand dek

Uit het plaatmodel volgen t.p.v. de plaatrand pieken in het veldmoment. Het bepaalde veldmoment is in het programma Scia Engineer bepaald door de waardes van respectievelijk MyD- en MxD- uit te lezen. Deze uitgelezen momenten zijn een samenstelling van het berekende moment plus de absolute waarde van het wringmoment, oftewel $My_d = My + |M_{xy}|$ voor het ontwerpmoment in y-richting. Ter plaatsen van de rand van het dek is de waarde van het buigend moment gelijk aan nul en bestaat het ontwerpmoment volledig uit het aandeel van het wringmoment wat door de flank moet worden opgenomen. De plaat is berekend volgens de theorie van "Kichhoff" waarbij het wringmoment constant is t.p.v. de rand. Volgens de plaat theorie neemt ter plaatsen van de rand het wringmoment af tot de waarde nul waarbij het volledige wringmoment wordt omgezet in een dwarskracht. De verticale wapening in de rand van het dek moet deze kracht kunnen opnemen.

Uit figuur 2.2.1.1.4 van bijlage J volgt een maximaal ontwerpmoment van 200 kNm/m, wat gelijk is aan het wringmoment en daarmee aan de dwarskracht op de rand van de plaat. Op basis van de hierboven genoemde theorie kan dit moment op de plaatrand als een verticale kracht worden beschouwd. Mede vanwege de dikte van de constructie is gekozen om haarspelden Ø16-120 toe te passen met een capaciteit van:

$$F_{vd} = A_s \cdot f_{yd} = 0,25 \cdot \pi \cdot 16^2 \cdot (1000/120) \cdot 435/10^3 = 728 \text{ kN/m}$$

Opgemerkt moet worden dat de rand van het dek geen standaard haarspelden betreft gezien de vorm van de rand. De haarspeld moet de contour van het dek volgen waarbij de benodigde betondekking aanwezig is (zie bijlage W).

8.2.4 Toetsing dwarskracht

Voor de sneden in rij 1 (Rij1_dek_01 t/m Rij1_dek_05) zijn de doorsnede getoetst op dwarskracht. Uit de toetsingen volgt dat doorsnede (h=750 mm) voldoende capaciteit heeft. Er is geen dwarskrachtwapening nodig in het dek.

De maatgevende doorsnede voor de dwarskracht toetsing is t.p.v. snede rij5_dek_1.

Resultaat maatgevende snede rij5_dek_01:

$$V_d = 642 \text{ kN/m}, N_d = 4784 \text{ kN/m (druk)} \rightarrow V_{RD,c} = 943 \text{ kN/m} \rightarrow V_d < V_{RD,c} \text{ (Voldoet)}$$

8.2.5 Vermoeiing toets aansluiting dek met wand

De aansluiting tussen het dek en de wand is in het meest vermoeiingsgevoelig vanwege de gebogen staven in de aansluiting. De spanningswisseling in de wapening is bepaald op basis van de resultaatklasse "FAT" (zie bijlage R) in de sneden van rij 1 (Rij1_dek_01 t/m Rij1_dek_05). In deze resultaatklasse zijn 3 combinaties verwerkt (verkeersconfiguratie A t/m C). In elke combinatie is alleen de invloed van de verkeersbelasting beschouwd. Uit de doorsnede toetsingen volgt een maximale spanningswisseling $\Delta\sigma_s = 91 \text{ N/mm}^2$. De horizontale wapening uit het dek wordt omgebogen in het verlengde van de wandwapening. De verticale wapening uit de wand wordt omgebogen in het verlengde van de horizontale wapening uit het dek. Hierdoor ontstaat er een dubbele wapeningslaag t.p.v. de ombuiging waardoor getoetst wordt op een staalspanning van $\Delta\sigma_s = 45.5 \text{ N/mm}^2$. In de toetsing is verder een doordiameter van 120 mm ($=6 \cdot D$) toegepast hetgeen groter is dan de minimale doordiameter van $5 \cdot D$.

De vermoeiingstoets is tevens te zien in bijlage R waaruit volgt dat wapeningstaaf $\varnothing 20$ voldoende weerstand heeft tegen vermoeiing bij $0.125 \cdot 10^6$ lastwisselingen per jaar.

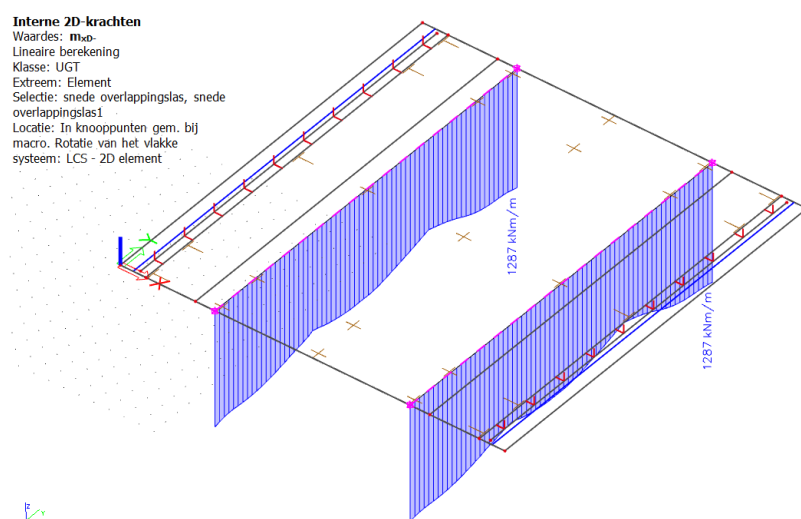
8.2.6 Las en verankeringslengte

De las en verankeringslengtes van de wapening dienen in het UO nader beschouwd te worden. In deze paragraaf is voor het dek weergegeven waar de overlappings gerealiseerd dienen te worden. De overlappings dienen uitgevoerd te worden op de locaties waar de staalspanningen minimaal zijn zodat de overlappingslengtes geminimaliseerd kunnen worden. Uitgegaan wordt van 50% van de overlappings in 1 doorsnede (om de staaf).

De handelsmaat van betonstaal bedraagt 14 m (nagaan in UO met leverancier). Het dek heeft een lengte (x-richting, overspanningsrichting) van 25.6 m. De overlapping van het bovennet uitvoeren in het midden van de overspanning, daar waar er geen trekspanning zijn in de wapening t.g.v. het buigend moment.

De overlappings in het ondernet dienen zo ver mogelijk uit het midden van het dek plaats te vinden. Met een handelsmaat van 14 m betekent dit dat het hart van de overlapping op 6.3 m ($= [25.6 - 14] / 2 + 0.5$) vanaf de kopse kant gerealiseerd dient te worden. Hierbij is uitgegaan dat het hart van de overlapping circa 0.5 m voor het einde van de staaf is gesitueerd. In Figuur 41 is het wapeningmoment in de UGT weergegeven en in paragraaf 5.3 is de normaalkracht t.g.v. de voorspanning weergegeven. Op basis van deze krachten kan de staalspanning t.b.v. bepaling overlappingslas bepaald worden.

In de dwarsrichting (y-richting, loodrecht op de overspanning) kan de overlappingslas in het midden van de constructie uitgevoerd worden.



Figuur 41: Snede op 5.8 m vanuit kop dek, model met gemiddelde bedding

8.3 TOETSING SLOOF

De sloof is de balk die aansluiting maakt tussen het dek en de wand. De sloof heeft een afmeting van hoogte van 1150 mm en breedte van 1700 mm. Voor deze afmeting is gekozen omdat de sloof plaats moet bieden aan de voorspankop. De sloof is gemodelleerd middels een orthotrope plaat (zie hoofdstuk 7). De krachten van de sloof zijn middels een integratie element uitgelezen. Het integratie element bestaat uit 10 sneden. Per snede is er een toetsing gemaakt. In bijlage N is een overzicht van de krachten te zien, een overzicht van de doorsnede toetsingen en de toetsingen per snede.

Per snede is de doorsnede getoetst op buiging plus normaalkracht en op dwarskracht plus torsie. De wapening in de sloof dient uitgevoerd te worden (zie ook wapeningschets bijlage U):

- Bovenzijde Ø32-125 in de 2^{de} laag;
- Onderzijde Ø32-125 in de 2^{de} laag;
- Rechter en linker flank Ø25-110 in de 2^{de} laag;
- Haarspelden Ø16-110 op beide kopsekanten.

8.4 WAPENING WAND

Net als bij de dimensionering van het dek zijn in de wand sneden getrokken. De locatie van de sneden zijn te zien in Figuur 42. De snede met letter "y" zijn gebruikt voor het bepalen van de krachten in horizontale richting. De andere sneden zijn gebruikt voor het bepalen van de krachten in verticale richting. In bijlage O is een overzicht van de krachten te zien, een overzicht van de doorsnede toetsingen en de toetsingen per snede.

Resultaat maatgevende snede Wand_3:

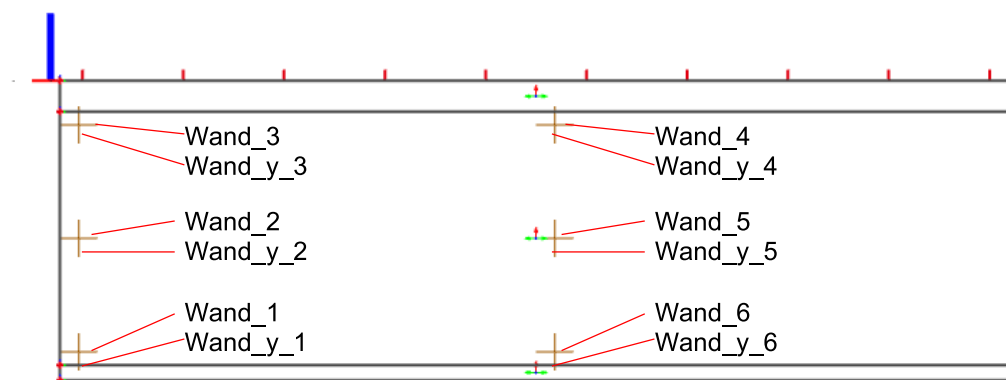
$M_d = 854 \text{ kNm/m}$, $N_d = 776 \text{ kN/m}$ (druk) $\rightarrow M_{rd}(\text{Ø25-120}) = 1252 \text{ kNm/m} \rightarrow M_d < M_{rd}$ (Voldoet)

$M_f = 553 \text{ kNm/m}$, $N_f = 525 \text{ kN/m}$ (druk) $\rightarrow w_f(\text{Ø25-120}) = 0.22 \text{ mm} \rightarrow w_f \leq w_m * K_x$ (0.22 mm) (Voldoet)

$V_d = 133 \text{ kN/m}$, $N_d = 776 \text{ kN/m}$ (druk) $\rightarrow V_{RD,c} = 395 \text{ kN/m} \rightarrow V_d < V_{RD,c}$ (Voldoet)

De zachtstaal wapening in de wand dient uitgevoerd te worden:

- Voorzijde (zijde N206) verticaal Ø20-120 in de 1^e laag over de volledige hoogte;
- Voorzijde horizontaal Ø16-120 in de 2^{de} laag over de volledige breedte;
- Achterzijde (zijde gewapende grond) verticaal Ø25-120 in de 1^e laag over de volledige hoogte;
- Achterzijde horizontaal Ø16-120 in de 2^{de} laag over de volledige breedte;
- Haarspelden Ø16-100 op beide kopsekanten.



Figuur 42: Sneden (vooraanzicht) in wand t.b.v. uitlezen krachten

8.4.1 Vermoeiingstoets verbinding wand

De spanningswisseling in de wapening is bepaald op basis van de resultaatklasse "FAT" (zie bijlage R) in de sneden (Wand_3, Wand_y_3 en Wand_4, Wand_y_4). In deze resultaatklasse zijn 3 combinaties verwerkt (verkeersconfiguratie A t/m C). In elke combinatie is alleen de invloed van de verkeersbelasting beschouwd. Uit de doorsnede toetsingen volgt een maximale spanningswisseling $\Delta\sigma_s = 40 \text{ N/mm}^2$. De vermoeiingstoets is te zien in bijlage R waaruit volgt dat de voldoende weerstand heeft bij $0.125 \cdot 10^6$ lastwisselingen per jaar.

8.5 WAPENING POER

In Figuur 43 zijn de sneden te zien gebruikt voor het uitlezen van de krachten van de poer. De snede met letter "y" zijn gebruikt voor het bepalen van de krachten in de lengte richting van de poer. De andere sneden zijn gebruikt voor het bepalen van de krachten in dwarsrichting. Voor het bepalen van de maximale dwarsdracht zijn de sneden "Poer_1, Poer_4, Poer_5 en Poer_8" gebruikt. Deze sneden zijn op een afstand "d" van de dag van de wand geplaatst. De overige sneden zijn op de dag van de wand geplaatst. Uit de toetsing volgt dat er geen dwarskrachtwapening in de poer nodig is.

Resultaat maatgevende snede Poer_3 voor moment:

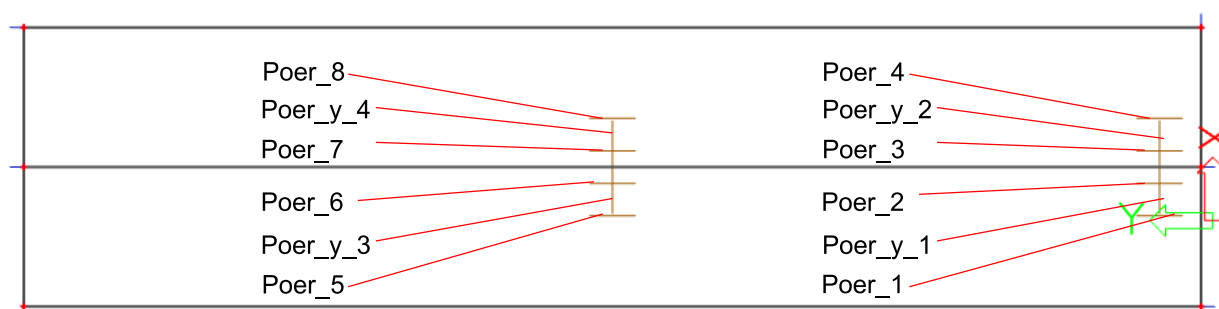
$M_d = 705 \text{ kNm/m}$, $N_d = 135 \text{ kN/m}$ (druk) $\rightarrow M_{rd}(\text{Ø}25-120) = 2157 \text{ kNm/m} \rightarrow M_d < M_{rd}$ (Voldoet)
 $M_f = 557 \text{ kNm/m}$, $N_f = 94 \text{ kN/m}$ (druk) $\rightarrow w_f(\text{Ø}25-120) = 0.15 \text{ mm} \rightarrow w_f \leq w_m$ (0.2 mm) (Voldoet)

Resultaat maatgevende snede Poer_4 voor dwarskracht:

$V_d = 439 \text{ kN/m}$, $N_d = 113 \text{ kN/m}$ (druk) $\rightarrow V_{RD,c} = 451 \text{ kN/m} \rightarrow V_d < V_{RD,c}$ (Voldoet)

De zachtstaal wapening in de poer dient uitgevoerd te worden (zie ook wapeningschets bijlage U):

- Bovenzijde X-richting (korte zijde) Ø20-120 in de 1e laag;
- Bovenzijde Y-richting (lange zijde) Ø20-120 in de 2de laag;
- Onderzijde X-richting (korte zijde) Ø25-120 in de 1e laag;
- Onderzijde X-richting (korte zijde) Ø25-120 in de 3e laag;
- Onderzijde Y-richting (lange zijde) Ø20-100 in de 2de laag;
- Haarspelden Ø16-120 in de flanken rondom.



Figuur 43: Overzicht sneden poer (bovenaanzicht)

8.5.1 Koppelstaven t.b.v. aansluiting wand/poer

Tijdens de bouw van de gewapende grondconstructie (fase 1) steken de stekken uit de poer wat zorgt voor een onveilige situatie. Om deze onveilige situatie te voorkomen is er voor gekozen de verbinding van de poer met de wand uit te voeren middels koppelankers. Uit paragraaf 8.1.2 volgt dat de poer horizontaal kan gaan schuiven. Dit betekent dat er marge nodig is bij het plaatsen van de ankers. Dit dient in het UO nader beschouwd te worden.

In dit rapport is uitgegaan van Demu ankers (Halven). Uit de documentatie volgt voor het koppelsysteem een detailcategorie van $\Delta\sigma_{s,fat} = 66 \text{ N/mm}^2$ bij een $2 \cdot 10^6$ wisselingen. Uit het plaatmodel volgt een spanningswisseling van 23 N/mm^2 . In bijlage R is de toetsing toegevoegd. Hieruit volgt dat de koppelstaaf voldoende capaciteit heeft tegen vermoeiing.

8.6 STOOTVLOER

In Figuur 44 zijn de sneden te zien gebruikt voor het uitlezen van de krachten in de stootvloer. De snede met letter “y” zijn gebruikt voor het bepalen van de krachten in de lengte richting van de stootplaat. De sneden van Rij1 zijn getrokken in het midden van de elastische oplegging. De sneden van Rij2 zijn geplaatst daar waar het veldmoment maximaal is. De sneden van Rij3 zijn op een afstand “d” van de oplegging met het dek geplaatst voor o.a. het verkrijgen van de maximale dwarskracht in de stootvloer.

In bijlage Q zijn de doorsnede toetsingen van iedere snede te zien. Uit de toetsing volgt dat er geen dwarskrachtwapening in de stootvloer nodig is.

Resultaat maatgevende snede Rij2_stootvloer_5 voor moment:

$M_d = 510 \text{ kNm/m}$, $N_d = 0 \text{ kN/m}$ (druk) $\rightarrow M_{rd}(\text{Ø}25-100) = 818 \text{ kNm/m} \rightarrow M_d < M_{rd}$ (Voldoet)

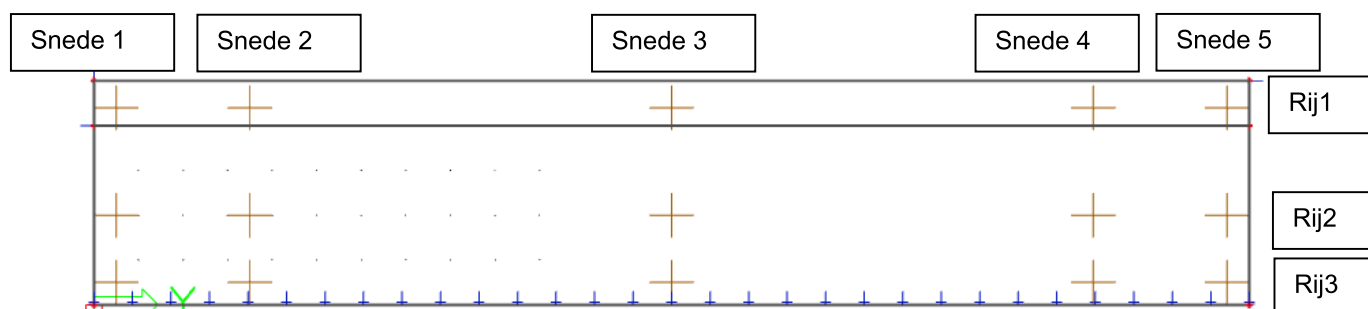
$M_f = 307 \text{ kNm/m}$, $N_f = 0 \text{ kN/m}$ (druk) $\rightarrow w_f(\text{Ø}25-100) = 0.19 \text{ mm} \rightarrow w_f \leq w_m$ (0.2 mm) (Voldoet)

Resultaat maatgevende snede Rij3_stootvloer_1 voor dwarskracht:

$V_d = 202 \text{ kN/m}$, $N_d = 0 \text{ kN/m}$ (druk) $\rightarrow V_{RD,c} = 282 \text{ kN/m} \rightarrow V_d < V_{RD,c}$ (Voldoet)

De zachtstaal wapening in de stootvloer dient uitgevoerd te worden (zie ook wapeningschets bijlage U):

- Bovenzijde X-richting (korte zijde) Ø16-100 in de 1e laag;
- Bovenzijde Y-richting (lange zijde) Ø16-100 in de 2de laag;
- Onderzijde X-richting (korte zijde) Ø25-100 in de 1e laag;
- Onderzijde X-richting (korte zijde) Ø25-100 in de 2e laag;
- Haarspelden Ø16-120 in de flanken rondom



Figuur 44: Overzicht sneden in de stootvloer (bovenaanzicht)

8.7 CONTROLE HYDRATATIE KRIMP

De constructie wordt in 3 fases gestort (zie paragraaf 2.9). Eerst de poeren, dan de wand en tot slot het dek. Bij deze 2 fases wordt er nieuw op oud beton gestort. In het geval van dikwandige constructies kan er zowel interne als externe verandering optreden. Tijdens het hydratatie proces kunnen hierdoor scheuren ontstaan in de doorsnede. In bijlage S zijn de toetsing te zien. De toetsingen zijn van enkele materiaal factoren (temperatuur mengsel, relatieve dichtheid, specifieke warmte, warmte geleiding aggregaat, enz) en externe factoren (windsnelheid, buiten temperatuur, verhinderingsgraad enz.) afhankelijk.

De toetsingen zijn gedaan conform het document “CIRIA 660”. Als beschreven is de berekening afhankelijk van veel variabelen. Voor deze variabelen is een inschatting gemaakt. In een vervolg fase (UO) dient een betontechnoloog een validatie te doen. Uit de berekening in de volgende paragrafen volgt het advies om de mogelijkheid om te gaan koelen te onderzoeken in het UO.

8.8 INLEIDING VOORSPANKRACHTEN

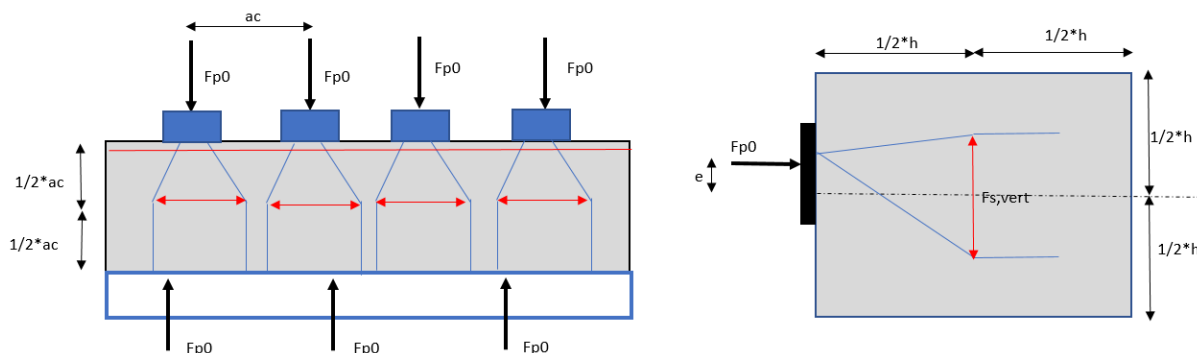
Bij het spreiden van de geconcentreerde drukkrachten van de voorspanning over de doorsneden ontstaan er splijtkrachten. Deze splijtkrachten dienen opgenomen te worden door de splijtwapening. Ten behoeve van het beheersen van de scheurvorming is de maximaal toelaatbare staalspanning beperkt tot 250 N/mm^2 (NEN-EN 1992-2). Voor de splijtwapening is een lokale beschouwing gemaakt. De lokale beschouwing betreft de splijtwapening nabij de spankoppen. Gerekend is met een maximale splijtkracht van $(A_p \cdot \sigma_i = 2850 \cdot 1420/10^3 =) 4047 \text{ kN/ kop}$

De berekening van de splijtwapening is toegevoegd in bijlage U. Uit de berekening volgt dat er per spankop 8 beugels $\varnothing 16$ aangebracht dienen te worden welke gelijkmatig zijn verdeeld achter de spankop over een afstand van 750 mm vanaf de spankop, hetgeen neerkomt op beugels $\varnothing 16-100$.

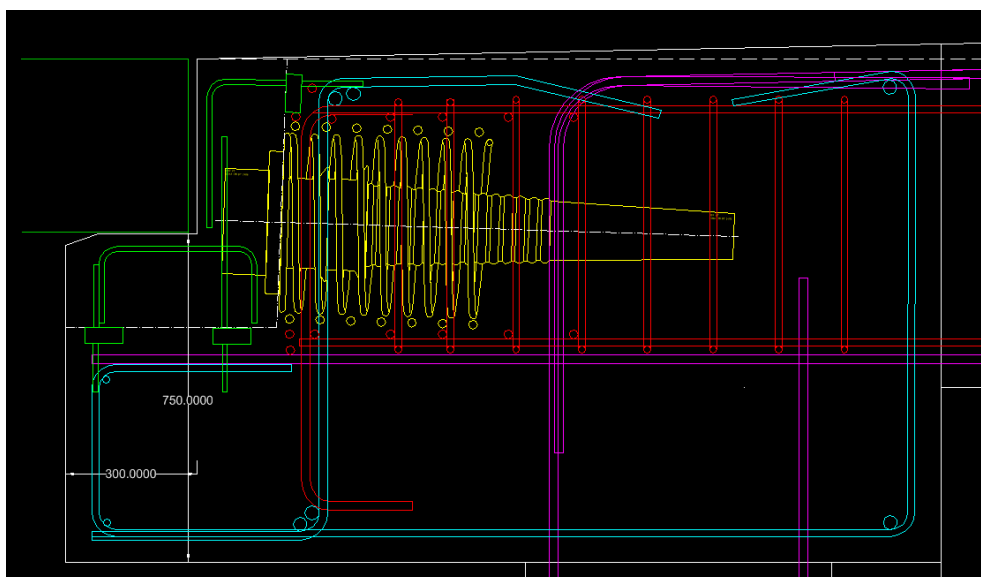
Voor het uniform verdelen van de drukkrachten horizontaal in de kern dienen er 8 staven $\varnothing 20$ op een afstand van 750 mm vanaf de kopse kant aangebracht te worden. Deze staven dienen gelijkmatig verdeeld te worden over de hoogte van de doorsnede. Hierbij worden 4 staven in het bovennet geplaatst en 4 staven in het ondernet

De kopsplijtwapening bestaat uit 6 staven $\varnothing 20$ nabij de ankerplaat. Deze staven dienen zowel horizontaal als verticaal aangebracht te worden.

Voor de vijzel is een verticale ruimte van 600 mm gereserveerd. Deze ruimte reservering is van invloed op het ontwerp van de opleg nok voor de stootplaat welke in de volgende paragraaf behandelt wordt.



Figuur 46: Modellering krachtwerking inleiden voorspankrachten



Figuur 47: Schets voorspankop inclusief benodigde wapening t.b.v. inleiden voorspankrachten (zie bijlage W) zuidzijde

8.9 VOORSPANNING OVERIG

8.9.1 Spanprotocol

Voor het aanbrengen van de voorspanning dient er in het UO een spanprotocol worden opgesteld. Hierin dient o.a. opgenomen te worden wanneer de voorspanning aangebracht mag worden en met welke stappen. Om dit mogelijk te maken dienen rijpheidsmetingen uitgevoerd te worden en/of proef kubussen.

8.9.2 Ontkisten

De opwaartse druk van de voorspanning is lager dan het eigengewicht van de constructie. De opwaartse druk is gelijk aan 7.5 kN/m^2 (zie paragraaf 5.3) terwijl het eigengewicht van het dek gelijk is aan 25.3 kN/m^2 ($=25 \cdot (0.96 + 0.16)$). Nadat de voorspanning volledig is aangebracht bedraagt de druk op de ondersteuningsconstructie circa 25.3 kN/m^2 .

Bij het verwijderen van de ondersteuningsconstructie dient vanuit het midden van de overspanning begonnen te worden. Bij het verwijderen van de ondersteuning zullen de rand stempels zwaarder worden belast. Alternatief is het gelijkmatig aflaten. Dit dient nader in het UO bepaald te worden.

8.10 OPLEGNOK T.B.V. OVERGANGSCONSTRUCTIE OP DEK

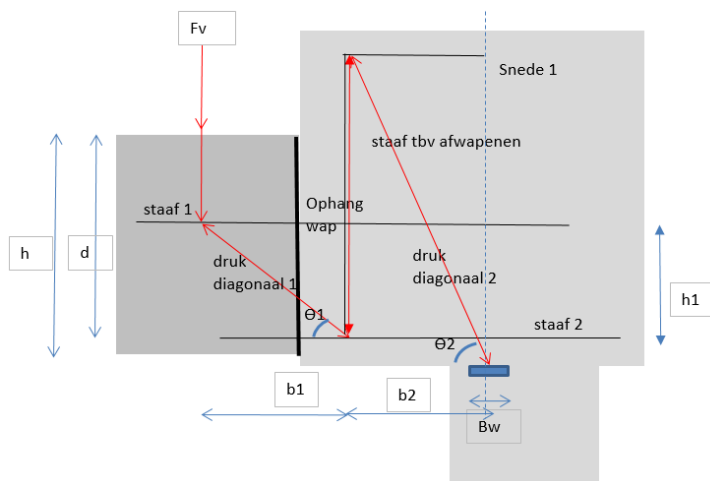
Conform het technisch PvE Vast Kunstwerken van de provincie Zuid-Holland dient de stootplaat opgelegd te worden op een nok. Omdat de constructie een integraal constructie betreft zal de stootplaat mee vervormen met het kunstwerk. De nok dient zodanig gedimensioneerd te worden zodat de stootplaat niet van de nok zal schuiven. Aan de noordzijde is de stootvloer met het dek verbonden middels staalkabels (h.o.h. 690 mm). Aan de zuidzijde zijn de stootplaten aan het dek gekoppeld middels doken $\varnothing 25$.

In bijlage T is de berekening van de nok te zien voor de noord en zuidzijde van het dek. In de berekening is uitgegaan dat de rembelasting via het asfaltpakket wordt afgedragen vanwege de aanwezigheid van asfaltwapening. In Figuur 48 is de schematisering van de krachtsafdracht te zien. De kracht zal eerst verticaal afdragen naar staaf 1. Via drukdiagonaal 1 zal de kracht in de ophangwapening aangrijpen. De ophangwapening tilt de belasting omhoog tot aan de bovenzijde van de sloof waarna deze vervolgens rechtstreeks zal afdragen naar het oplegvlak in de wand.

Uit de berekening volgt:

- Staaf 1 $\varnothing 20-100$;
- Staaf 2 $\varnothing 20-100$;
- Ophangwapening $\varnothing 20-250$, nabij de voorspankopen bundelen.

Vanwege de ruimte die nodig is voor de vijzel tijdens het spannen wordt de nok in 2 fases gestort. De stippellijn t.p.v. de voorspankop in Figuur 47 geeft de stortnaad weer. De nok dient verbonden te zijn met de sloof. Voor het afwapenen dienen 3 enkele stekkenbakken $\varnothing 12-150$ (HBT 85 12/15, Halfen of gelijkwaardig) opgenomen te worden. In Figuur 47 is de locatie van de stekkenbakken gegeven. In het horizontale vlak onder het oplegvlak van de stootplaat dienen haarspelden $\varnothing 12-150$ geplaatst te worden (zie Figuur 47 en bijlage W).



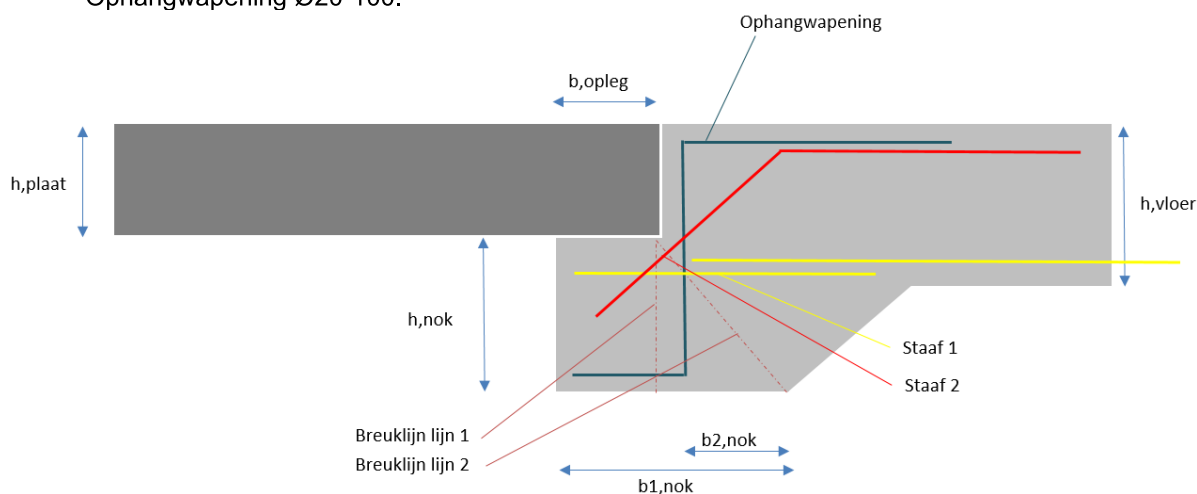
Figuur 48: Schematisering krachtsafdracht vanuit stootplaat naar wand

8.11 OPLEGNOK STOOTPLAAT OP STOOTVLOER NOORDZIJDE

Aan de noordzijde van het dek is de stootvloer gesitueerd. De stootvloer is aan het dek verbonden zoals beschreven in paragraaf 8.10. Haaks op de stootvloer (zie Figuur 5) zijn in de richting van de toe en afritten stootplaten gesitueerd die opgelegd zijn op de stootvloer. De stootvloer heeft een dikte van 500 mm en de stootplaten een dikte van 400 mm. Vanwege deze geometrie dient er een uitstulping aan de onderzijde van de stootvloer te komen waarop de stootplaten zijn opgelegd. In Figuur 49 is de vorm en de hoofdwapening schematisch weergegeven. De overige wapening t.b.v. afwapenen is niet weergegeven. In bijlage T is de berekening van de nok te zien. In de berekening is rekening gehouden met het eigengewicht, asfalt en verkeersbelasting LM1. In de berekening zijn 2 breukvlakken getoetst waar verwacht wordt dat de nok als eerste zal bezwijken. Daarnaast is de ophangwapening getoetst die in staat moet zijn de belasting vanuit de stootplaat bovenin de stootvloer te introduceren.

Uit de berekening volgt:

- Staaf 1 Ø20-100;
- Staaf 2 Ø20-100;
- Ophangwapening Ø20-100.



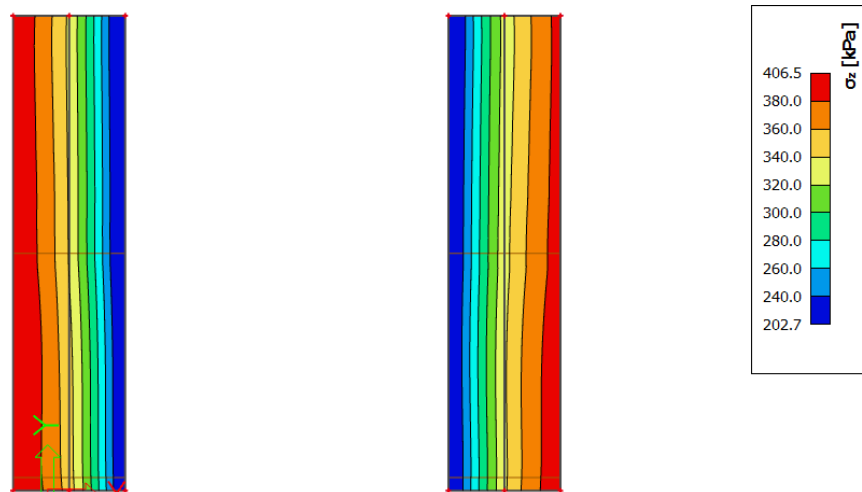
Figuur 49: Schematisatie oplegnok aan stootvloer t.b.v. stootplaten

8.12 FUNDATIE DRUKKEN T.B.V. GEOTECHNISCHE BESCHOUWING

De geotechnische draagkracht is getoetst met het programma D-foundation (zie N206-BER-32102). Input voor de berekening is de contactspanning. Voor het verkrijgen van de belastingen is gebruik gemaakt van het gemiddelde model (zie paragraaf 7.2). De contactspanningen zijn ten gevolge van het eigengewicht constructie, eigengewicht gewapende grondconstructie, overige permanente belastingen, verkeersbelasting en overige variabele belastingen in de UGT (inclusief belastingfactoren conform hoofdstuk 6). De resultaten zijn te zien in Figuur 50 en Figuur 51.

2D-contactspanningen

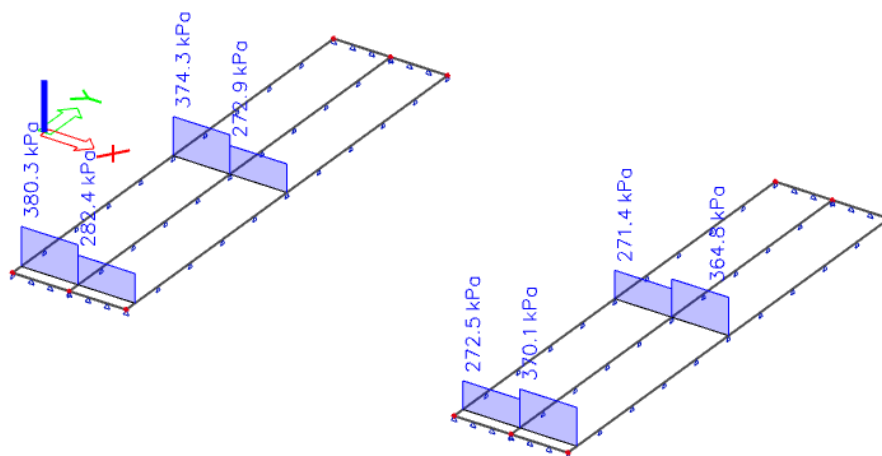
Waardes: σ_z
Lineaire berekening
Klasse: UGT
Extreem: Element
Selectie: Alle
Locatie: In knooppunten gem..
Systeem: LCS net element



Figuur 50: Bovenaanzicht fundatiedruk UGT combinatie (links poer noordzijde, rechts poer zuidzijde)

2D-contactspanningen

Waardes: σ_z
Lineaire berekening
Klasse: UGT
Baan: Gemiddeld
Extreem: Element
Selectie: Alle
Locatie: In knooppunten gem..
Systeem: LCS net element



Figuur 51: Gemiddelde snedekracht van de fundatiedruk UGT combinatie (links poer noordzijde, rechts poer zuidzijde)

8.13 VERVORMINGEN

8.13.1 Doorbuiging en zeeg

Volgens de ROK 1.4 mag de elastische doorbuiging bij velden langer dan 10 m niet groter zijn de $L/300$. Dit komt neer op een maximaal toelaatbare doorbuiging van $26000/300 = 87$ mm. De totale doorbuiging (permanent + verkeer) bedraagt 48.6 mm in de quasi blijvende combinatie (zie Figuur 52). De maximale toelaatbare doorbuiging wordt niet overschreden.

De minimaal vereiste zeeg bij volledige belasting is gelijk aan $L/1000$ wat neer komt op 26 mm (TPvE.005). In paragraaf 5.4.1 is de kruip coëfficiënt (1.24) bepaald. Naast de doorbuiging dient rekening te worden gehouden met de uitvoeringstolerantie, zeegafwijking. Deze laatst benoemde mogen conform de NEN 2881 (maatvoering en toleranties in de bouw) kwadratisch bij elkaar opgeteld worden omdat het in rekening brengen van afwijking op afwijking conservatief is. In Tabel 34 is de berekening van de benodigde bouwzeeg te zien. Daarnaast is de extra benodigde bouwhoogte van de wand te zien om de verwachte zettingen te compenseren.

De exacte bouwhoogte dient nader bepaald te worden in het UO.

Tabel 34: Bepaling benodigde zeeg

Type	Beschrijving	Zakking [mm]
Elastische doorbuiging		$48.6 \cdot 1.24 \approx 60$
Zeeg	$L/1000$	26
Tolerantie Afwijking	Uitvoeringstolerantie 30 mm Zeeg afwijking 20 mm	$36 (= \sqrt{(30^2 + 20^2)})$
	Totale zeeg:	122
Zetting na oplevering	Maximale zetting 50 mm	50
Zetting ondersteuningsconstructie van de bekisting van het dek	Zetting 20 mm	20
	Verhoogd bouwen:	70

3D verplaatsing

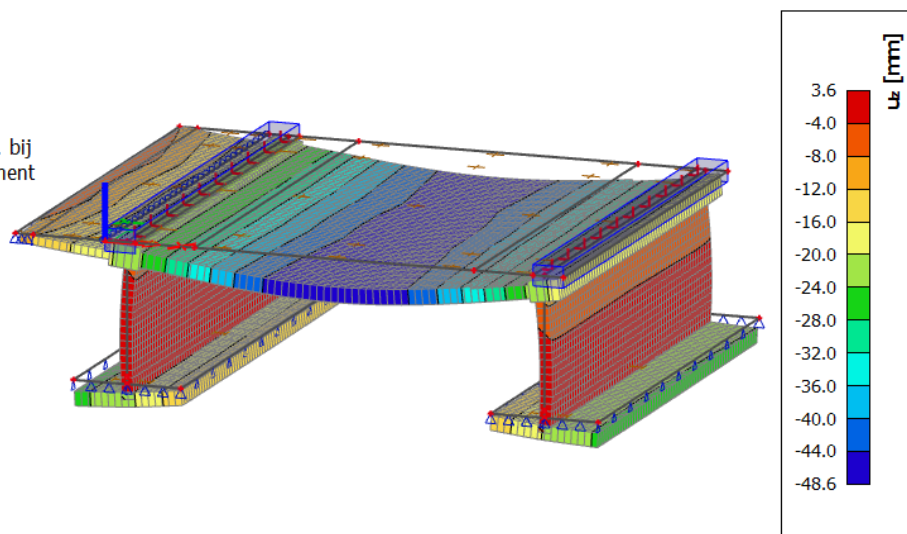
Waardes: u_z

Lineaire berekening

Klasse: Quasi

Selectie: Alle

Locatie: In knooppunten gem. bij macro. Systeem: LCS net element



Figuur 52: Maximale doorbuiging bij een lage bedding

8.13.2 Verplaatsing stootvloer t.b.v. voeg asfaltwapening

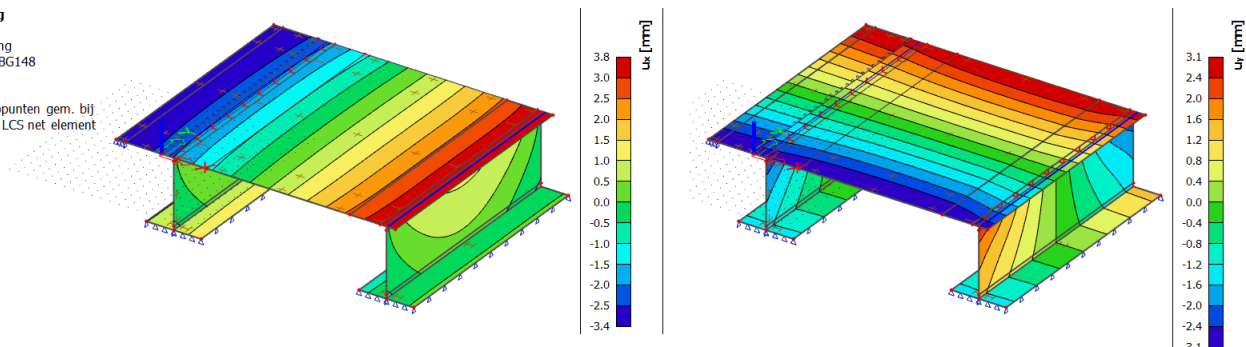
In deze paragraaf zijn de verplaatsingen bepaald die als input gelden voor de berekening van de gewapende asfaltconstructie. Ten gevolge van de temperatuurbelasting zal de constructie in de zomer gaan uitzetten en in de winter gaan krimpen. De asfaltwapening dienen deze verplaatsingen op te kunnen om scheuren in het asfaltpakket te voorkomen. In hoofdstuk 5.9 zijn de temperatuurbelastingen weergegeven waarbij een kruipfactor in rekening is gebracht op de jaarlijkse verandering. Voor het bepalen van de maximale verplaatsingen mag deze kruip factor niet in rekening zijn gebracht. Voor het maken van een juiste beschouwing zijn aanvullende belastinggevallen aangemaakt zonder deze kruipfactor (BG148 en BG149). In Figuur 53 en Figuur 54 zijn de verplaatsingen weergegeven t.g.v. deze temperatuurbelasting op basis van het model met de gemiddelde beddingconstanten.

Tabel 35: Absolute verplaatsingen einde constructie

	Noordzijde (zijde stootvloer)	Zuidzijde
U _{x,max} [mm]	$ -3.4 + 4.7 = 8.1$	$ 3.8 + -5.2 = 9.0$
U _{y,min} [mm]	$ -3.1 + 4.2 = 7.3$	$ -3.1 + 4.2 = 7.3$

2D-verplaatsing

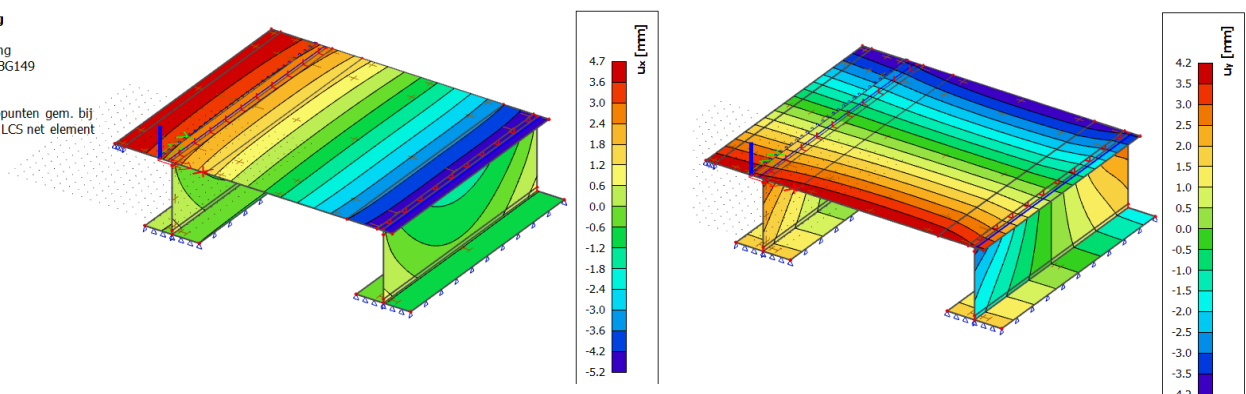
Waardes: u_x
Lineaire berekening
Belastingsgeval: BG148
Extreem: Globaal
Selectie: Alle
Locatie: In knooppunten gem. bij macro. Systeem: LCS net element



Figuur 53: Maximale verplaatsingen t.g.v. opwarming t.b.v. ontwerp gewapende asfaltconstructie. Links de verplaatsing in x-richting, Rechts de verplaatsing in y-richting.

2D-verplaatsing

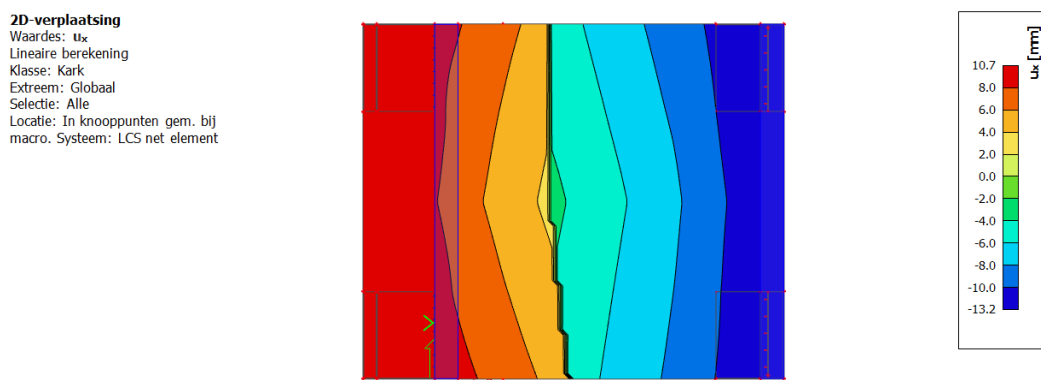
Waardes: u_x
Lineaire berekening
Belastingsgeval: BG149
Extreem: Globaal
Selectie: Alle
Locatie: In knooppunten gem. bij macro. Systeem: LCS net element



Figuur 54: Maximale verplaatsingen t.g.v. afkoelen t.b.v. ontwerp gewapende asfaltconstructie. Links de verplaatsing in x-richting, Rechts de verplaatsing in y-richting.

8.14 HORIZONTALE VERPLAATSING DEK

De maximale toelaatbare horizontale verplaatsing van het dek in de BGT wordt gesteld op $h/500$. In Figuur 55 is de maximale horizontale omhullende verplaatsing te zien in de karakteristieke combinatie in het model met een lage bedding. Uit het figuur volgt een maximale verplaatsing van het dek van 13.2 mm. Deze verplaatsing is kleiner dan een toelaatbare vervorming van 13.48 mm ($= h/500 = 6743/500$).

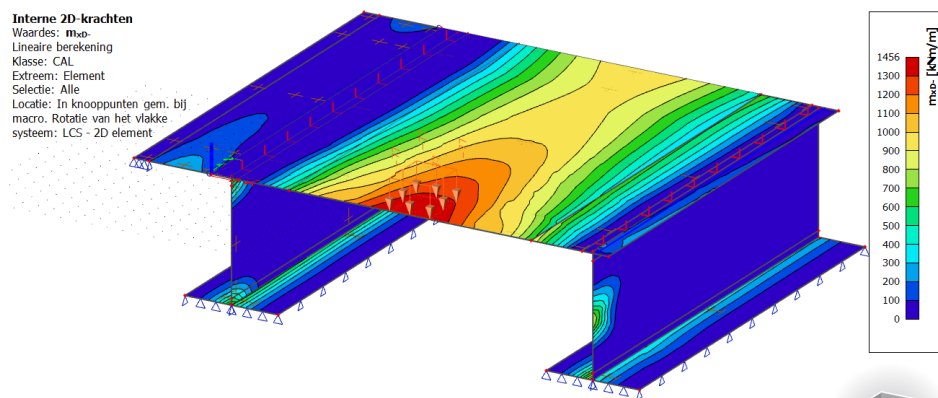


Figuur 55: Verplaatsing dek (bovenaanzicht dek)

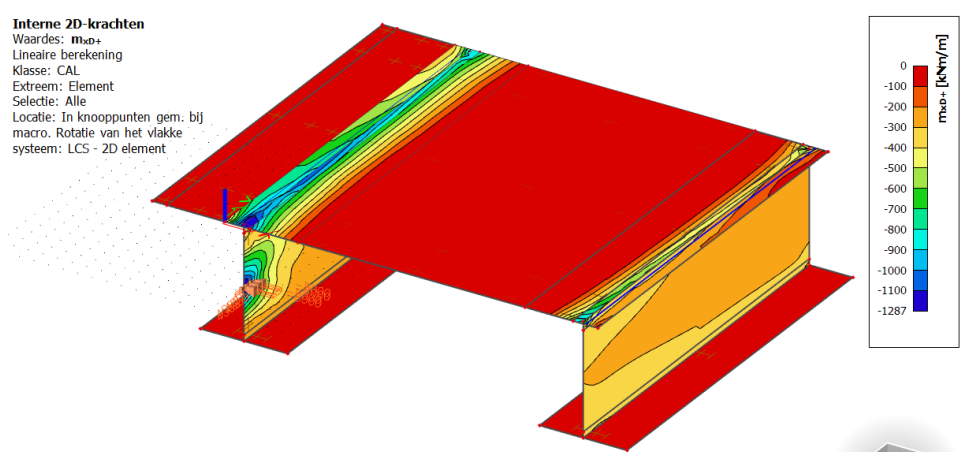
8.15 BESCHOUWING CALAMITEIT

In paragraaf 5.11 zijn de calamiteitsituaties beschreven. In dit hoofdstuk is de beschouwing te zien t.a.v. de invloed op het dek. In bijlage M is een overzicht te zien van de snede toetsingen in het dek. In dit overzicht zijn o.a. de krachten in de UGT weergegeven. Uit het overzicht volgt dat het maximale moment t.p.v. de rand van het dek (snede Rij3_dek_01) in de UGT gelijk is aan 2217 kNm/m. Uit de resultaten van de calamiteitsituatie (paragraaf 2.4.1 van bijlage J) (zie Figuur 56) volgt dat het maximale wapeningsmoment (1456 kNm/m) ruim lager is dan het ontwerpmoment in de UGT. Voor het dek wordt geconcludeerd dat de calamiteiten situatie niet maatgevend is.

In Figuur 57 is het maximale wapeningsmoment in de wand weergegeven bij aanrijding op de onderbouw. Uit de resultaten (paragraaf 2.4.1 van bijlage J) (zie Figuur 57) volgt een moment van 1287 kNm/m. In bijlage O is een overzicht van de doorsnede toetsingen van de wand te zien. Uit dit overzicht volgt (zie snede Wand_2) dat het uiterst opneembaar moment in de UGT gelijk is aan $M_{rd} = 1095$ kNm/m. Dit betekent dat het moment in de calamiteitsituatie circa 14% hoger is dan in de UGT. In bijlage V is een doorsnede toetsing van de wand te zien in een buitengewone ontwerpsituatie. Uit de toetsing volgt een doorsnede capaciteit van 1293 kNm/m. Hieruit volgt dat de wand voldoende capaciteit heeft in de calamiteitsituatie.



Figuur 56: Maatgevende wapeningsmomenten onderzijde dek calamiteiten situatie



Figuur 57: Maatgevende wapeningsmomenten wand calamiteiten situatie

8.16 BESCHOUWING WAND IN BOUWFASE

De wanden worden in de bouwphase gebruikt om de gewapende grondconstructie tegen aan te stempelen. In deze fase reageert de wand als een uitkragende ligger. De geotechnische aspecten (o.a. kantelen zijn beschouwd in de geotechnische berekening N206-BER-32102). In deze paragraaf wordt een check gemaakt of de wand instaat is om deze belasting op te nemen. In Tabel 36 is het moment bepaald dat optreedt t.p.v. de onderzijde van de wand t.g.v. het afstempelen bepaald. Het karakteristieke en UGT moment zijn respectievelijk gelijk aan 340 kNm en 408 kNm.

Uit de doorsnede toetsing welke te zien is in bijlage V volgt dat de doorsnede voldoende weerstand heeft.

$M_d = 408 \text{ kNm/m}$, $N_d = 118 \text{ kN/m} \rightarrow M_{rd}(\text{Ø25-120}) = 1086 \text{ kNm/m} \rightarrow M_d < M_{rd}$ (Voldoet)

$M_f = 340 \text{ kNm/m}$, $N_f = 118 \text{ kN/m} \rightarrow w_f(\text{Ø25-120}) = 0.20 \text{ mm} \rightarrow w_f \leq w_m * k_x$ (0.22 mm) (Voldoet)

$V_d = F_{h1} + F_{h2} = 131.6 \text{ kN/m} \rightarrow V_{Rd,c} = 335 \text{ kN/m} \rightarrow V_d \leq V_{Rd,c}$ (Voldoet)

Tabel 36: Bepaling moment onderzijde wand t.g.v. het afstempelen van de gewapende grondconstructie

Hoogte wand	hw	6.74	[m]	
Hoogte 1e fase [-0.9 m NAP]	h1	2.30	[m]	
Hoogte 2de fase	h2	4.44	[m]	
Granulaat	ydr	20	[kN/m3]	
hor. Gronddrukfactor	kn	0.5	[-]	
Maaiveld belasting	Qm	5	[kN/m2]	
Hor. druk granulaat bovenzijde fase 1	Gh1	44.4	[kN/m2]	=ydr*h2*kn
Hor. druk Qm bovenzijde fase 1	Gh2	2.5	[kN/m2]	=Qm*kn
Horizontale kracht t.g.v. druk granulaat	Fh1	98.6	[kN]	=Gh1*h2*0.5
Horizontale kracht t.g.v. druk Qm	Fh2	11.1	[kN]	=Gh2 * h2
Arm1	a1	3.8	[m]	=h1 + (1/3)*h2
Arm2	a2	4.5	[m]	=h1 + (1/2)*h2
Moment karakteristiek	Mk	423	[kNm]	=Fh1*a1 + Fh2*a2
Normaalkracht karakteristiek	Nk	118	[kN/m]	= hw* bw * yc (bw = 0.7 ,yc =25 kN/m3)
Belastingsfactor	y	1.2	[-]	
Moment design	Md	507	[kNm]	=Mk*y
Dwarskracht design	Vd	131.6	[kN/m]	= (Fh1 + Fh2)*y

8.17 WAPENINGSCHETSEN

Op basis van de doorsnede toetsingen in de voorgaande paragrafen zijn voor het dek, wand, poer en de aansluiting dek/wand wapeningschetsen gemaakt. Deze wapeningschetsen zijn toegevoegd in bijlage W.

9 CONCLUSIE EN AANDACHTSPUNTEN

9.1 EISEN VERIFICATIE

Voor de eisen verificatie wordt verwezen naar het verificatie rapport N206-VRA-30001.

9.2 CONCLUSIE

In de DO berekening is de constructieve draagkracht aangetoond van KW01. Middels de berekening zijn de definitieve dimensies en hoofdwapening bepaald. Tevens is aangetoond dat wordt voldaan aan alle eisen gesteld in het contract en de voorgeschreven randvoorwaarden en uitgangspunten.

9.3 AANDACHTSPUNTEN UO

- De benodigde voorspanning is bepaald op basis van de standaard productgegevens. Met de uiteindelijke leverancier dient het uiteindelijk te gebruiken product bepaald te worden en dient de inpassing t.p.v. de kop van het dek (knoop met veel wapening) nader gedetailleerd te worden. Het is aan de wapeningsleverancier om een 3D wapeningstekening hiervan te maken om eventuele conflicten in kaart te brengen;
- De kunstwerk “paarden” zijn in de huidige situatie gefundeerd op een sokkel met gronddekking. In de berekening is geen rekening gehouden met een verankering van het kunstwerk in het dek. Bij de fundatie wijze van het kunstwerk dient hier rekening mee te zijn gehouden;
- Opstellen spanprotocol;
- Nadere beschouwing verhardingsbeheersing. Hierbij de optie beschouwen om te koelen om de krimpwapening te minimaliseren;
- Bepaling dimensies staalkabels t.b.v. oomsvoeg;
- Werkvolgorde bevestiging staalkabel stootplaten/stootvloeren. Dit t.a.v. maakbaarheid;
- Optimaliseren las en verankeringslengten wapening;
- De exacte locatie van de koppelankers die uit de poer steken dienen in het UO nader bepaalt te worden. Dit vanwege het schuiven van de poer in de bouwfase, zodat de stekken binnen de dekking vallen t.a.v. duurzaamheid;
- Bepalen exacte bouwhoogte dek;
- Aflaten van de ondersteuningsconstructie van het dek. Deze gelijkmatige of vanuit het midden. Keuze is van invloed op het ontwerp van de ondersteuningsconstructie;
- Maken van wapeningstekeningen door leverancier wapeningstaal.

9.4 AANDACHTSPUNTEN EN RISICO'S

Onderstaand zijn puntsgewijs de risico's weergegeven:

- De zettingen(-verschillen) vallen groter uit dan waarmee rekening is gehouden (zie paragraaf 0) ondanks het feit dat grondverbetering is toegepast en een voorbelasting gedurende 6 maanden aanwezig is t.p.v. de aansluitende aardebanen [RIS-0159];
- Bij de werkzaamheden aan KW01 wordt de onderliggende folie beschadigd ondanks het feit dat er 1 m gronddekking op de folie aanwezig is;
- De damwanden mogen niet getrokken onder fundatieniveau. Op fundatieniveau afbranden.

10 BIJLAGE

Bijlage:	A. Object specifieke eisen
Bijlage	B. Belastingcombinaties
Bijlage	C. Berekening voorspanning
Bijlage	D. Berekening krimp en kruip
Bijlage	E. Berekening temperatuur belasting
Bijlage	F. Bepaling maximale knikkracht
Bijlage	G. Bepaling orthotropie dek
Bijlage	H. Input rapport Scia Engineer
Bijlage	I. Validatie berekening Scia model
Bijlage	J. Resultaten berekening Scia Engineer bedding gemiddeld
Bijlage	K. Resultaten berekening Scia Engineer bedding hoog
Bijlage	L. Resultaten berekening Scia Engineer bedding laag
Bijlage	M. Doorsnede toetsingen dek
Bijlage	N. Doorsnede toetsingen sloof (aansluiting dek en wand)
Bijlage	O. Doorsnede toetsingen wand
Bijlage	P. Doorsnede toetsingen poer
Bijlage	Q. Doorsnede toetsingen stootvloer
Bijlage	R. Vermoeiingstoets
Bijlage	S. Beschouwing hydratatie krimp
Bijlage	T. Berekening nok stootplaat
Bijlage	U. Berekening wapening t.b.v. inleiden voorspankrachten
Bijlage	V. Doorsnedetoets wand calamiteit en stempelen gewapende grond
Bijlage	W. Wapeningschetsen
Bijlage	X. Las en verankeringslengten
Bijlage	Y. Deel C1 toetsrapport DT-135
Bijlage	Z. Validatie invoer belastingcombinatie BC1

BIJLAGE A. OBJECT SPECIFIEKE EISEN

Beschrijving: Eisen kunstwerken SBS-1.2

Eis code	Eis tekst	Verwijzing
EPvE-3.10.2.06	Alle kunstwerken binnen de systeemgrens (wanden, schermen, viaducten, fietsbruggen, etc.) dienen zodanig gedetailleerd en gematerialiseerd te worden, dat ze mooi verouderen. Dit betekent dat weersinvloeden (UV, regen en vorst) geen afbreuk doen aan de esthetische kwaliteit van de kunstwerken. Alle (delen) van kunstwerken die niet begroeid raken, moeten op een duurzame manier graffiti- en vandaalbestending uitgevoerd en beheerd kunnen worden.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
EPvE-3.10.2.66	Kolken, benodigd voor de afvoer van het regenwater, dienen zorgvuldig te worden ingepast en voorzien worden van de benodigde opsluitbanden en bestrating.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
EPvE-3.10.2.67	Kolken, dilatatievoegen en geleiderail, moeten integraal op elkaar worden afgestemd.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00015	De restzetting, exclusief autonome bodemdaling, van nieuwe kunstwerken dient 30 jaar na Opleverdatum Realisatie maximaal 0,050 m te bedragen met een maximaal restzettingsverschil over de lengte van het kunstwerk van 0,030 m, waarbij geldt dat de restzetting na 100 jaar maximaal 0,100 m mag bedragen.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00092	De te realiseren viaducten over de N206 Tjalmaweg dienen toegankelijk te zijn voor calamiteitenverkeer.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00153	Herstelmaatregelen aan en afwerking van betonnen oppervlakken dienen te zijn uitgevoerd conform de documenten 'CUR-Aanbeveling 118:2015 - Specialistische instandhoudingstechnieken -repareren van beton' en 'CUR-Aanbeveling 119:2016 - Specialistische instandhoudingstechnieken – vullen en injecteren van scheuren, naden en holle ruimten in beton'.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00154	Alle in het zicht blijvende oppervlakken van het materiaal beton, hout, staal en van transparant materiaal dienen te zijn voorzien van een anti-graffiti coating (zelfopofferend systeem) met de volgende eigenschappen: • milieuvriendelijk; • bestand tegen zuren, alkaliën en chemicaliën; • waterdampdoorlatend; • UV-bestendig; • kleurloos, niet glanzend. • Levensduur minimaal 15 jaar. • Gedurende de levensduur dient graffiti onbeperkt verwijderd te kunnen worden met behoud van de werking van de coating.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00196	Het object 'Kunstwerken' dient ruimte te bieden aan weg-/vaarverkeer.	Hoofdstuk 3
SYS-00242	Nieuwe kunstwerken dienen een ontwerplevensduur van ten minste 100 jaar te hebben.	Paragraaf 2.5
SYS-00496	Kunstwerken dienen te zijn beschermd tegen water en doolzouten.	Paragraaf 2.6.4
SYS-00499	Rekening houdend met de te verwachten restzetting mag het hellingsverschil tussen de bovenzijde van verhardingsconstructie op de overgangsconstructie en de bovenzijde van de verhardingsconstructie op het kunstwerk maximaal 1:60 bedragen.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00557	Kunstwerken dienen gefundeerd te worden op een funderingsconstructie met een ontwerplevensduur van minimaal 100 jaar, waarbij er geen afhankelijkheid is van corrosie-snelheid van materiaal in de ondergrond	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00561	Bij kunstwerken dient aan beide zijden van het kunstwerk ruimte voor K&L van derden gereserveerd te zijn d.m.v. 3 mantelbuizen per zijde van rond 125 mm voorzien van trekdraad en inspectieput. Deze eis geldt niet voor object OBJ-00026 'Bestaande Torenvlietbrug (KW-E-30F03)'.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00584	De kabels dienen ten behoeve van onderhoud in 'Kunstwerken' in mantelbuizen met trekputten te zijn aangebracht.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00587	Grond- en waterkerende delen van 'Kunstwerken' dienen grond- en waterdicht te zijn. Voor aansluitingen/voegen/naden is beperkte lekkage toegestaan mits de gemiddelde lekkage niet meer dan 0,05 liter per 24 uur per m2 wand, vloer en dak betreft. Voor diepwanden en bentonietcementwanden geldt de ROK 1.4. Verder geldt dat: - De lekkage niet zichtbaar is, geen druppelvorming geeft en gecontroleerd wordt afgevoerd; - De lekkage niet leidt tot gevaarlijke situaties; - Druppelvorming ten gevolge van lekkage niet is toegestaan en dat op de wand enkel lichte geïsoleerde vochtplekken die het beeld niet verstoren, worden toegestaan.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00588	'Kunstwerken' dienen bij lekkages altijd de constructieve integriteit te behouden.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00627	De mantelbuizen dienen aan weerszijden van het viaduct te zijn voorzien van aansluitingen tussen de mantelbuizen en de matrixborden aan de viaductranden. Er dient per rijstrook 1 aansluiting aan weerszijden van het viaduct te zijn gerealiseerd.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00628	Bij kunstwerken dienen de aansluitingen van alle voorzieningen (VRI, OVL, Pijl-kruissysteem) te allen tijde bereikbaar te zijn.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00688	Het chloride- en carbonatietfront mag in 9 jaar van het Meerjarig Onderhoud maximaal op 40% van de lokale dekking aanwezig zijn.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00689	De beschermende functie van de betondekking dient te allen tijde gewaarborgd te zijn, dat wil zeggen dat de hiernavolgende scheuren niet mogen voorkomen: - scheuren >0,1 mm in gewapend beton met voorspanning; - scheuren >0,2 mm in gewapend beton zonder voorspanning; - scheuren >0,3 mm in niet-constructief beton, zoals schampkanten etc. Bovenstaande scheurwijdten gelden bij de minimum vereiste dekking	Paragraaf 2.6.4
SYS-00690	Oppervlakte beschadigingen, afgesprongen hoeken en afgedrukt of loszittend beton, waarbij de schade groter is dan 10 mm2 en dieper dan 10 mm of groter dan 1000 mm2 en dieper dan 5 mm, mogen niet voorkomen.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00691	Roestplekken en -vlekken in het betonoppervlak groter dan 20 mm2 (bijvoorbeeld ten gevolge van binddraadjes, spijkers, lekkages langs boutverbindingen en ankers etc.) mogen niet voorkomen.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00692	Overgangsconstructies tussen kunstwerk en verharding dienen te functioneren zonder dat één van de volgende schades optreedt: a) het hoogteverschil van bereden oppervlaktes van de overgangsconstructie en het bereden oppervlak van de aansluitende verhardingen groter is dan 3 mm; b) de onderdelen van de overgangsconstructie los zitten of ontbreken; c) de overgangsconstructie niet waterdicht is.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00694	Staal(constru)ties dient vrij te zijn van vervormingen (anders dan die, ten gevolge van de ontwerpbelastingen) en scheurvorming in constructieonderdelen en lassen.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00695	Lekkage en uitspoeling bij Kunstwerken is niet toegestaan.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00735	Definitieve verankeringen zijn niet toegestaan	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00739	Vanwege de samenstelling van de ondergrond, die hoofdzakelijk uit waterdoorlatende lagen bestaat, dienen bij het dimensioneren van tijdelijke bemalingen aanvullende maatregelen te zijn toegepast om de omgevingseffecten te beheersen.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00806	Binnen de systeemgrens zijn tijdelijke verankeringen toegestaan, waarbij geldt dat: - tijdelijke verankering in horizontale zin (verankering waarmee horizontale krachten worden opgevangen) dient te worden verwijderd nadat het zijn functie heeft verloren; - tijdelijke verankering in verticale zin niet verwijderd hoeft te worden, mits is aangetoond dat het geen constructieve functie meer vervult.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00807	Eventueel injectiemateriaal rond de te verwijderen tijdelijke verankering mag achterblijven in de grond indien dit vergruisd wordt	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00808	Tijdelijke verankering (in zowel horizontale als verticale zin) buiten de systeemgrens is niet toegestaan	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101

Beschrijving: Eisen viaducten SBS-1.2 .07

Eis code	Eis tekst	Verwijzing
EPvE-3.10.2.12	Als er sprake is van groene zijbermen en middenbermen dan dient onder het brugdek van de Valkenburg I en II waar geen gras groeit klinkerbestrating toegepast te worden met aan de randen grasbetonsteen in verband met uitspoeling door lekwater van het brugdek.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
EPvE-3.10.2.24	In het geval dat het pijl-kruis systeem aan een brugdek gekoppeld dient te worden, wordt dit integraal ontworpen in samenhang met het randdetail en het scherm.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
EPvE-3.10.2.25	De plaatsing van het pijl-kruissysteem mag niet aan het brugdek gekoppeld worden als dit conflicteert met de uitwerking van het 'Referentieontwerp Visualisatie Romeinse Limes'	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
EPvE-3.10.2.27	De staalconstructie waarmee een pijl-kruis systeem wordt gekoppeld aan het viaduct is niet nadrukkelijk zichtbaar in het beeld en zwart gecoat.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00115	De kunstwerken Valkenburg I en II dienen te zijn uitgevoerd als integrale constructie met een doorgaand dek, zonder voegen met stootplaten	Paragraaf 3.4
SYS-00116	Indien voor de fundering van het viaduct is gekozen voor stalen buispalen, dan dient alleen het betonnen aandeel te zijn gerekend als constructief onderdeel.	Niet van toepassing
SYS-00117	Onderdelen van de constructie met een levensduur lager dan die van de constructie (100 jaar) dienen vervangbaar te zijn.	Paragraaf 2.5
SYS-00122	Alle nieuwe kunstwerken voor gemotoriseerd verkeer dienen te zijn ontworpen op een LM3 belasting conform paragraaf 5.2 van het document 'Technisch PvE Vaste Kunstwerken'.	Paragraaf 5.6.3
SYS-00167	Hemelwaterafvoer op Viaduct Valkenburg I (KW01) en Viaduct Valkenburg II (KW05) dient te zijn uitgevoerd conform de vergunning van Hoogheemraadschap van Rijnland.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00198	Viaducten' dienen het ongelijkvloers kruisen van verkeerstromen mogelijk te maken	Hoofdstuk 3
SYS-00243	De objecten Vaste bruggen, Viaducten, Verdiepte Ligging met pompkelders, Fietsonderdoorgang en Duikerbuggen dienen te voldoen aan het document 'Technisch PvE Vaste Kunstwerken'.	Paragraaf 2.2
SYS-00576	Kunstwerken' dienen te zijn uitgevoerd in gewapend of voorgespannen beton.	Paragraaf 2.6
SYS-00595	De N206 Tjalmaweg dient een doorrijhoogte van ten minste 4,60 m te hebben gedurende de levensduur, rekening houdend met extra hoogte voor het opvangen van restzettingen.	Paragraaf 3.1

Beschrijving: Eisen viaduct Valkenburg I (KW01) SBS-1.2 .07.1

Eis code	Eis tekst	Verwijzing
SYS-00015	De restzetting, exclusief autonome bodemdaling, van nieuwe kunstwerken dient 30 jaar na Opleverdatum Realisatie maximaal 0,050 m te bedragen met een maximaal restzettingsverschil over de lengte van het kunstwerk van 0,030 m, waarbij geldt dat de restzetting na 100 jaar maximaal 0,100 m mag bedragen.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00118	Tussen het viaduct Valkenburg I en de toekomstige onderdoorgang voor de HOV en aanliggend fietspad dienen maatregelen te worden getroffen tbv zettingsverschillen en/of aantoonbaar maken dat er geen grote zettingsverschillen ontstaan.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00140	Het viaduct Valkenburg I dient een toekomstige onderdoorgang ten behoeve van de HOV/R-net busbaan en het aanliggend fietspad niet onmogelijk te maken.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00549	Er dienen maatregelen te worden genomen zodat het verkeer niet over de leeflaag van de grasberm op het viaduct kan rijden.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101
SYS-00550	De leeflaag van de grasberm op het viaduct dient voorzien te zijn van hemelwaterafvoervoorzieningen en beplanting die bestand is tegen het klimaat op het viaduct.	Niet aangetoond in berekeningsrapport N206-BER-32101

Beschrijving: Raakvlakken KW01

Raakvlak code	Naam	Object nummer	Object
RVK-0031	Aansluiting Valkenburg I // Kabels en Leidingen van derden	SBS-1.4.06	Kabels en leidingen van derden
RVK-0153	Arriva HOV/R-net // Viaduct Valkenburg I (KW01)	SBS-1.1.01.1	Arriva HOV/R-net
RVK-0116	GWW // Civiel // Fasering - planningsvolgorde realisatie bij KW01 en KW05	SBS-1.2.07.2	Viaduct Valkenburg I (KW01)
RVK-0139	GWW // TI - wegfundering irt bermkast		
RVK-0127	KW // TI - Bevestiging signaalgevers bij KW01		
RVK-0129	KW // TI - Mantelbuizen bij KW01		
RVK-0128	KW // TI - Overgang mantelbuizen bij KW01 & KW05	SBS-1.2.07.2	Viaduct Valkenburg I (KW01)
RVK-0126	KW // TI - trekputten signaalgevers bij KW01 & KW05	SBS-1.2.07.2	Viaduct Valkenburg I (KW01)
RVK-0220	N206 Tjalmaweg \\ Viaduct Valkenburg I (KW01)	SBS-1.1.05	N206 Tjalmaweg
RVK-0016	Systeem RijnlandRoute N206 Tjalmaweg // Toekomstige HOV baan	SBS-1.4.01.1	Kerende voorziening t.b.v. toekomstige HOV+fietsonderdoorgang
RVK-0028	Systeem RijnlandRoute N206 Tjalmaweg // Viaduct Valkenburg I (KW01)	SBS-1	Systeem RijnlandRoute N206 Tjalmaweg
RVK-0242	Verdiepte ligging N206 Tjalmaweg (KW03) \\ Viaduct Valkenburg I (KW01)	SBS-1.2.01	Verdiepte ligging N206 Tjalmaweg (KW03)
RVK-0303	Viaduct Valkenburg I (KW01) \\ Bermbeveiligingsconstructie	SBS-1.3.05	Bermbeveiligingsconstructie
RVK-0304	Viaduct Valkenburg I (KW01) \\ Bewegwijzering	SBS-1.3.08	Bewegwijzering
RVK-0305	Viaduct Valkenburg I (KW01) \\ Hemelwaterafvoervoorziening	SBS-1.3.11	Hemelwaterafvoervoorziening
RVK-0307	Viaduct Valkenburg I (KW01) \\ Kabels en leidingen van derden	SBS-1.4.06	Kabels en leidingen van derden
RVK-0306	Viaduct Valkenburg I (KW01) \\ Kerende voorziening t.b.v. toekomstige HOV+fietsonderdoorgang	SBS-1.4.01.1	Kerende voorziening t.b.v. toekomstige HOV+fietsonderdoorgang
RVK-0308	Viaduct Valkenburg I (KW01) \\ Kunstwerken paarden	SBS-1.4.08	Kunstwerken paarden
RVK-0301	Viaduct Valkenburg I (KW01) \\ Openbare Verlichting	SBS-1.3.02	Openbare Verlichting
RVK-0302	Viaduct Valkenburg I (KW01) \\ Pijl-kruissysteem	SBS-1.3.03	Pijl-kruissysteem
RVK-0070	Wegen // KW (incl HWA) KW01	SBS-1.2.01	Verdiepte ligging N206 Tjalmaweg (KW03)
RVK-0092	Wegen // KW (incl HWA) KW01		
RVK-0071	Wegen // KW (incl HWA) Riolering KW01 en 05	SBS-1.2.07.2	Viaduct Valkenburg I (KW01)
RVK-0063	Wegen // KW // K&L definitief voeg KW01	SBS-1.1.06.1	Aansluiting Valkenburg I
RVK-0123	Wegen // KW // Vormgeving - wanden tpv toe- en afritten	SBS-1.1	Wegen
RVK-0206	Wegvak Valkenburg I \\ Viaduct Valkenburg I (KW01)	SBS-1.1.04.7	Wegvak Valkenburg I

BIJLAGE B. BELASTINGCOMBINATIES

