

Nebest B.V.

Marconiweg 2
4131 PD Vianen
Postbus 106
4130 EC Vianen

T 085 489 01 00
F 085 489 01 01
E info@nebest.nl
I www.nebest.nl

De Hofbogen te Rotterdam

Verificatieberekening voorgespannen betondek en randelementen



Opdrachtgever	DUDOK Hofbogen Rotterdam BV
Documentnummer	40245-BER-08
Versie	2.0
Status	Definitief
Datum	26 maart 2021



| BTW NL008929439B01 | HR 23046375

Op al onze werkzaamheden is de 'Rechtsverhouding opdrachtgever - architect, ingenieur en adviseur DNR 2011' van toepassing. Deze voorwaarden liggen op ons kantoor ter inzage en zijn ook in te zien op onze website (www.nebest.nl).



Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

VERIFICATIEFORMULIER

Versie	Datum	Documentnr.	40245-BER-08		
2.0	26-03-2021	Omschrijving	De Hofbogen – Verificatieberekening voorgespannen betondek en randelementen		
			Auteurs	Gecontroleerd	Vrijgave
		Naam			
		Handtekening			

VERSIEBEHEER

Versie	Datum	Opmerking
1.0	26-02-2021	1 ^e versie definitief
2.0	26-03-2021	2 ^e versie definitief, opmerkingen betreft doorboorde wapening verwerkt.

Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

INHOUDSOPGAVE

1	INLEIDING	5
2	OBJECTGEGEVENS	6
2.1	Renovatie 1958-1960.....	6
2.2	Bordesvloer	7
2.3	Consoles	7
2.4	Uitkragende randbalk	9
2.5	Voorgespannen plaat.....	10
2.6	Relevante documenten	11
2.7	Relevante informatie uit nader onderzoek en inspecties	11
3	UITGANGSPUNTEN	12
3.1	Normen, richtlijnen en voorschriften	12
3.2	Veiligheidsniveau en ontwerplevensduur	13
3.3	Materiaaleigenschappen	13
3.4	Overige uitgangspunten	14
3.5	Beschouwing restlevensduur	14
4	BELASTINGEN EN BELASTINGCOMBINATIES	15
4.1	Belastingen	15
4.1.1	Bordesvloer	15
4.1.2	Prefab console	15
4.1.3	Randbalken	16
4.2	Belastingcombinaties	17
4.2.1	Uiterste grenstoestand (UGT).....	17
4.2.2	Partiële factoren bestaande bouw	17
5	MODELFORMING	18
5.1	Bordesvloeren	18
5.2	Consoles	18
5.3	Uitkragende randbalken	19
5.4	Voorgespannen plaat.....	21
6	CONSTRUCTIEVE ANALYSE	22
6.1	Bordesvloer	22
6.2	Console	22
6.2.1	Doorboorde staaf nader onderzoek	24
6.3	Randbalk	25
7	CONCLUSIE	28
8	AANBEVELINGEN/VERBETERVOORSTEL	29

Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

Bijlage 1 Ontwerpdocumenten

Bijlage 2 Wapeningsberekening bordesvloer

Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

5

1 INLEIDING

Het Hofpleinviaduct, beter bekend als de Hofbogen, is het resterende deel van de constructie van de voormalige spoorlijn tussen Rotterdam Hofplein en Scheveningen. De onder- en bovenbouw van het oorspronkelijke viaduct zijn gerealiseerd in de periode tussen 1904 en 1908; het is één van de eerste constructies van gewapend beton in Nederland. Het viaduct is gelegen in Rotterdam-Noord en wordt gekenmerkt door zijn lengte van circa 1,8 km en zijn boogconstructies met variërende overspanningslengtes.

De spoorlijn is sinds 2006 niet meer in gebruik. In 2017 heeft ProRail de spoorstaven en ballast van het viaduct verwijderd, waardoor het dak over de volledige lengte van het viaduct nu leeg is.

De nieuwe eigenaar van de Hofbogen en de gemeente Rotterdam hebben de intentie om op de huidige dakconstructie een dakpark te realiseren, waarin onder meer permanente buffering en regulering van regenwater gaat plaatsvinden. Het betreft het tracé vanaf het Hofplein tot aan de snelweg A20.

In de voorbereidingsfase van de geplande dakrenovatie en de realisatie van het dakpark is de behoefte ontstaan inzicht te verkrijgen in de onderhoudstoestand van de oorspronkelijke constructie van omstreeks 1900, het nieuwere betondek van omstreeks 1960 en de houten paalfundatie en daaruit voortvloeiend de eventuele onderhoudsbehoefte. Daarnaast dient te worden vastgesteld wat de maximaal toegestane dakbelasting is.

In het document 40245-UPN-01 zijn de uitgangspunten beschreven voor de herberekeningen van de verschillende constructietypen. Dit document geldt als basis voor de herberekening. Hierin zijn de algemene uitgangspunten opgenomen. Het voorliggende document is een deelrapportage voor de constructieve herberekeningen en betreft het bovendeck inclusief uitkragende elementen. Dit gedeelte van het kunstwerk is later aangebracht, omstreeks 1960 tijdens een grote renovatie van het viaduct.

Titel : De Hofbogen te Rotterdam

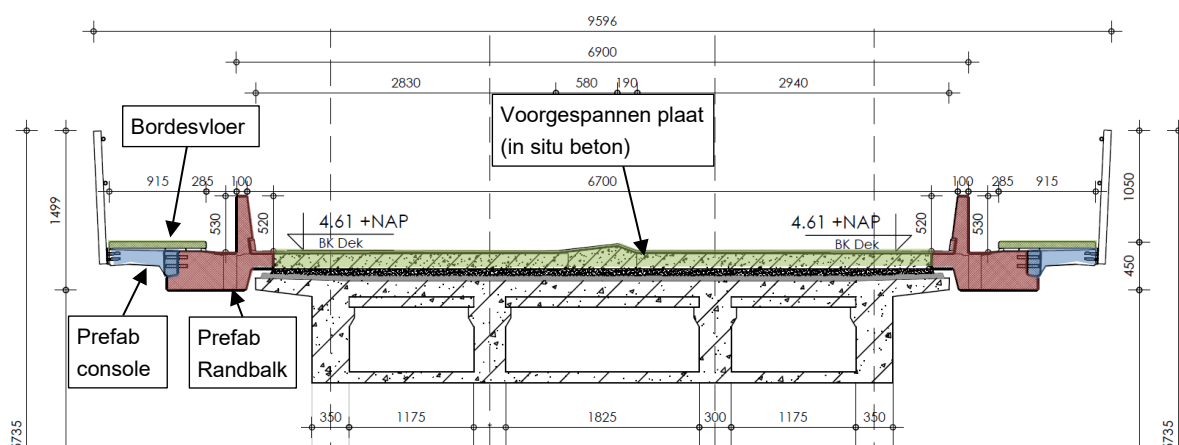
Rapportnummer : 40245-BER-08

6

2 OBJECTGEGEVENS

2.1 Renovatie 1958-1960

In de periode 1958-1960 is het gehele kunstwerk gerenoveerd. Deze renovatie betreft het herstel van diverse (oorlogs)schades aan het bovengrondse deel van de Hofbogen. Voor zover bekend is er geen funderingsherstel uitgevoerd. Naast reparatie van schade is ook de rijvloer van het viaduct gewijzigd. De oorspronkelijke rand is verwijderd en op het dek is een nieuw betonnen dek aangebracht. Hierdoor werd het mogelijk het dek te verbreden tot 9,6 m. Het nieuwe dek bestaat voor een deel uit prefab elementen en voor een deel uit in het werk gestort beton. Het geheel werd in langsrichting voorgespannen en, na het aanbrengen van het in-situbeton, in dwarsrichting nagespannen. Het naspannen in dwarsrichting is gedaan om grotere uitkragende delen te kunnen maken en daardoor het dek te kunnen verbreden. In de langsrichting is het voorspannen gedaan om krimp-scheuren in het dek te voorkomen. Het nieuwe dek is in moten van circa 60 m aangebracht, waarbij langsvoorspanning nodig was voor scheurwijdtebeheersing.



Figuur 2.1: Samengesteld dek na 1960

In figuur 2.1 is het samengestelde dek weergegeven. Gearceerd is het in 1960 gerealiseerde deel aangegeven. Het ongemarkeerde deel is het oorspronkelijke viaduct uit 1904-1908, maar dan zonder de in 1960 verwijderde dekranden. Belangrijk om te beseffen is dat tussen beide delen geen constructieve koppeling is aangebracht. In feite ligt het dek uit 1960 los op het oude viaduct, met daartussen alleen maar een uitvullaag.

Deze aanpassing heeft plaatsgevonden over de hele lengte van het viaduct met twee uitzonderingen:

- Een deel bij het voormalige station Bergweg (vanaf kruising Bergweg tot Voorburgstraat 217) heeft een afwijkende opbouw (dekvloer met stalen balken).
- Een deel tussen de kruising Zomerhofstraat en Heer Bokelweg heeft een afwijkende opbouw (in breedte verlopend dek, vermoedelijk ook uit de periode 1904-1908).

De aangepaste dekconstructie kan worden opgedeeld in vier verschillende onderdelen:

- Bordesvloer bestaande uit prefab platen ondersteund door prefab consoles.
- Prefab consoles bevestigd aan uitkragend deel/randbalk.
- Uitkragende prefab randbalk (randbalk westzijde in situ uitgevoerd voor boog 45 t/m 59).
- Dek boven originele boogconstructie.

De genoemde onderdelen zullen in de volgende paragrafen per onderdeel behandeld worden.

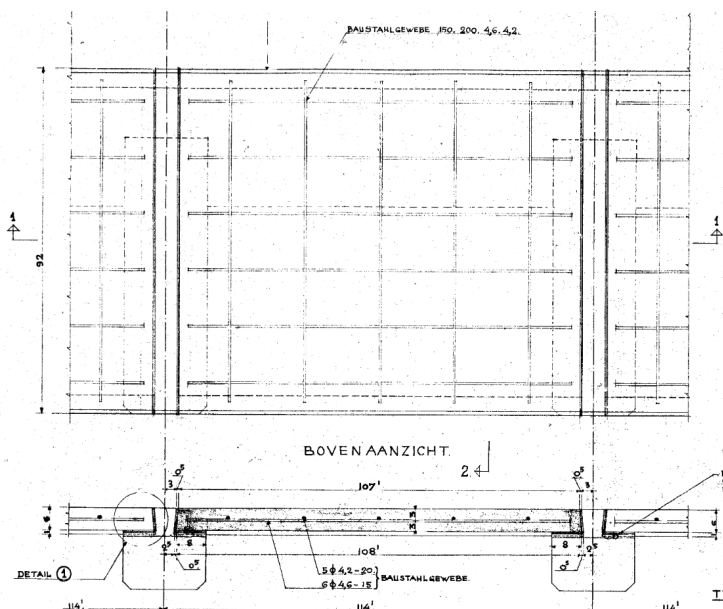
Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

7

2.2 Bordesvloer

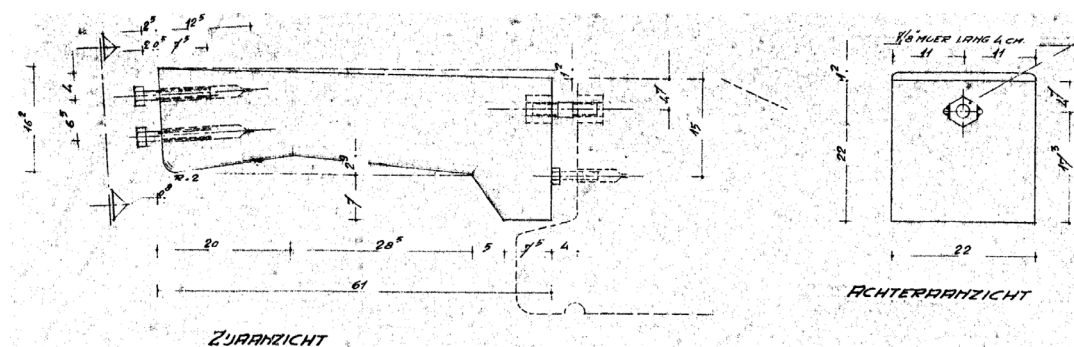
Zoals weergegeven in de vorige paragraaf in figuur 2.1, is het dek verbreed met behulp van prefab elementen. Deze verbreding bestaat uit randbalken met daaraan consoles bevestigd, waar vervolgens een prefab bordesvloer op rust. De bordesvloer bestaat uit losse betonplaten met een lengte van 1140 en een breedte van 920 mm. Aan de dwarsranden wordt de plaat ondersteund door een prefab console. De platen zijn gewapend met behulp van een wapeningsnet, de langswapening bestaat uit zes staven $\varnothing 4,6$. De dwarswapening bestaat uit vijf staven $\varnothing 4,2$. Een overzicht van de wapeningsconfiguratie is weergegeven in figuur 2.2. In deze afbeelding is nog een oude vormgeving van de plaat weergegeven. Een nieuw detail is weergegeven in figuur 2.5.



Figuur 2.2: Wapeningsconfiguratie betonplaat bordesvloer (fragment uit H89CC~1.TIF)

2.3 Consoles

De prefab bordesvloeren worden ondersteund door prefab consoles die met een hart-op-hartafstand van 1,141 m bevestigd zijn aan de randbalken. De consoles zijn 610 mm lang en worden met behulp van een bout-moerbevestiging aan de ankerbalken gekoppeld. De afmetingen van de consoles zijn weergegeven in figuur 2.3.



Figuur 2.3: Zij- en achteraanzicht consoles (fragment uit HIC903~1.TIF)

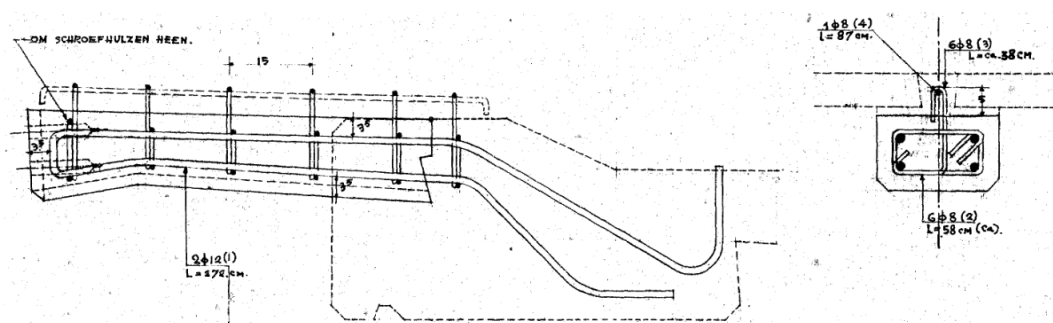
Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

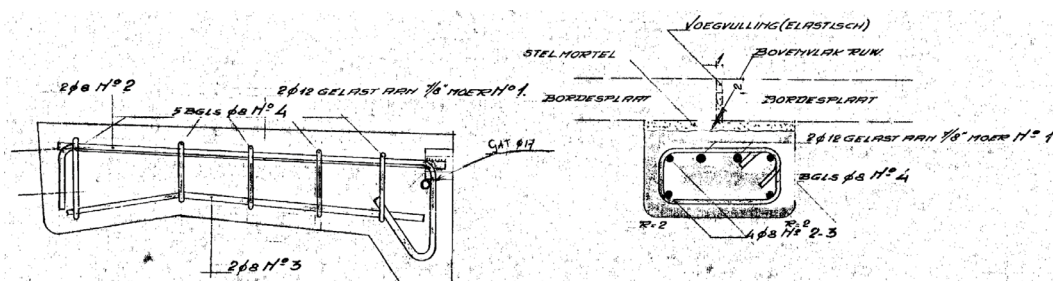
8

De prefab consoles zijn in gewapend beton uitgevoerd. De hoofdwapening bestaat uit twee staven $\varnothing 12$ die in de eerste fase (westzijde boog 45 t/m 59) uit de prefab console staken en met behulp van de uitstekende wapening zijn vast gestort zijn in de in-sitrandbalk, zie figuur 2.4.

Voor de overige bogen is besloten de randbalken ook in prefab uit te voeren. De prefab consoles werden in dat geval gekoppeld met een moer 7/8" van 40 mm lang, die met een hoeklas van 5 mm en een lengte van 30 mm gekoppeld is aan twee staven $\varnothing 12$. De moer is met behulp van een schroefdraad van $\varnothing 22$ mm gekoppeld naar een moer in de randbalken. De optredende trekkrachten dienen dus via deze wapening en schroefdraad te worden opgenomen. Daarnaast zijn er vijf beugels $\varnothing 8$ aanwezig over de totale lengte van 610 mm om de optredende dwarskracht op te nemen. Een overzicht van de wapeningsconfiguratie is weergegeven in figuur 2.5 en figuur 2.6. Een detail van de moer-bout-verbinding is weergegeven in figuur 2.7.



Figuur 2.4: Wapeningstekening prefab randbalk met in-sitrandbalk (fragment uit HIE79A~1.TIF)

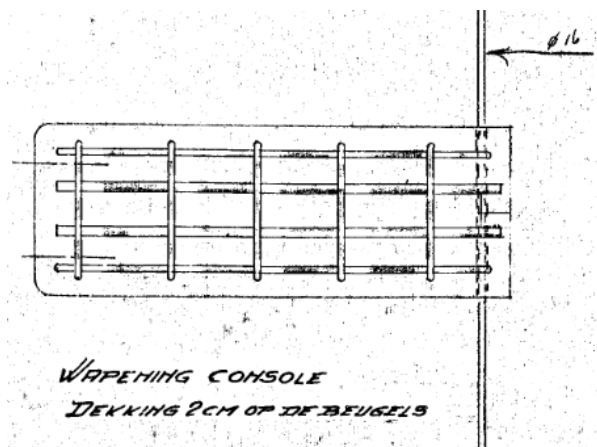


Figuur 2.5: Zij- en kopaanzicht wapening prefab consoles (fragment uit HIC903~1.TIF)

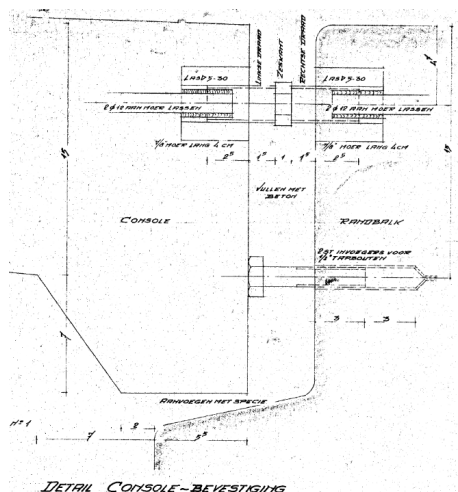
Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

9



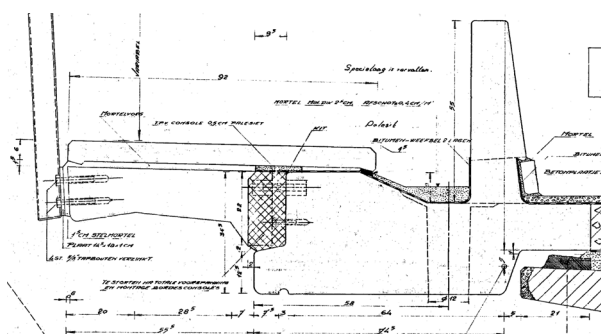
Figuur 2.6: Bovenaanzicht wapening consoles (fragment uit HIC903~1.TIF)



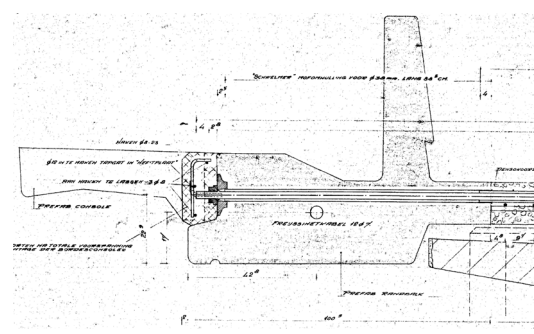
Figuur 2.7: Detail moerbevestiging prefab console (fragment uit HIC903~1.TIF)

2.4 Uitkragende randbalk

De uitkragende randbalken bestaan uit circa 4,55 m lange prefab elementen die met behulp van naspanning aan het dek bevestigd zijn. Aan de randbalken zijn met behulp van moer-boutverbindingen de prefab consoles bevestigd. In een eerste fase zijn deze randbalken voor boog 28 t/m 42 uitgevoerd als in-situ-elementen. De prefab consoles werden hierbij met behulp van uitstekende wapening in de randbalk gestort. Vanaf boog 43 is vervolgens besloten de randbalken met prefab beton uit te voeren. De afmetingen en wapeningsconfiguratie zijn voor de prefab en de in-situsituatie nagenoeg identiek. Een overzicht en afmetingen van de randbalk is weergegeven in figuur 2.8 en figuur 2.9.



Figuur 2.8: Zijaanzicht consoles en uitkragende randbalk (fragment uit H11E03~1.TIF)



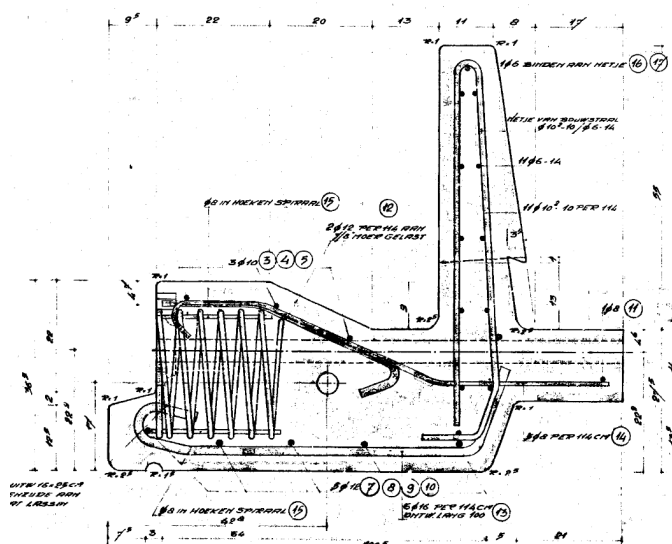
Figuur 2.9: Zijaanzicht met voorspanning in randbalk (fragment uit H1A61~1.TIF)

De uitkraging van de randbalk bedraagt 1005 mm. Door middel van naspanning van Dywidag-staven wordt de randbalk tegen het betonnen dek aangeklemd. Elke strekkende meter zijn drie Dywidag-staven Ø26 geplaatst met een hart-op-hartafstand van 350 mm. Vervolgens is er 440 mm ruimte voor plaatsing van de prefab consoles, waarna vervolgens weer drie Dywidag-staven zijn geplaatst. De wapening van de randbalk bestaat uit een spiraal van Ø10 ten behoeve van de naspanning en twee staven Ø12 vast gelast aan een moer ten behoeve van de verankering van de prefab console. Daarnaast zijn randbalken gewapend met een bovenwapening van Ø8-200 in de langsrichting, drie staven Ø10 in de dwarsrichting. De onderwapening bestaat uit Ø16-200 in de langsrichting en vier staven Ø12 in de dwarsrichting. Een wapeningsdoorsnede van de randbalk is weergegeven in figuur 2.10.

Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

10

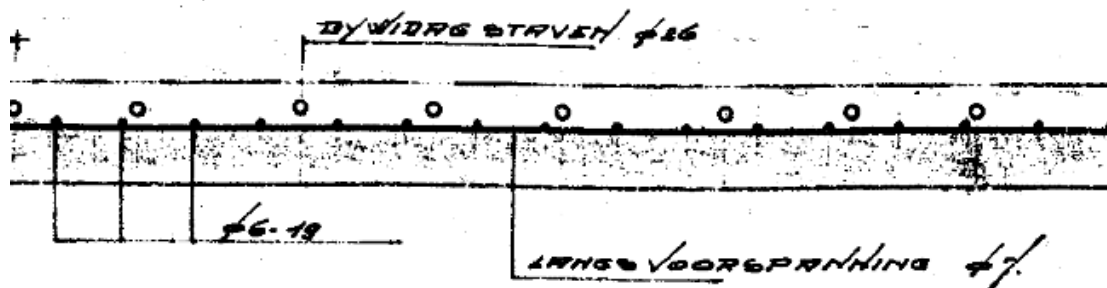


Figuur 2.10: Zijaanzicht wapening randbalk (fragment uit HICFE0~1.TIF)

De exacte naspankracht is onbekend. Wel is bekend dat tijdens de uitvoering een kracht van 6 ton werd aangebracht. Dit komt overeen met een staalspanning van 113 N/mm^2 . Gezien deze lage spanning is het aannemelijk dat later, na het aanbrengen van de westelijke randelementen, de spanning is verhoogd. Volgens tabel B4-1 van de RBK 1-1, zie paragraaf 3.3, is hoogstwaarschijnlijk QP90 toegepast met een maximale blijvende voorspankracht van 258 kN. De algemene dikte van het voorgespannen dek bedraagt 130 mm. De Dywidag-staaf is 35 mm onder de bovenzijde geplaatst en dus met een excentriciteit van 30 mm ten opzichte van het hart van het dek.

2.5 Voorgespannen plaat

De voorgespannen plaat is aangebracht in twee fases, zodat één van de twee sporen in gebruik kon blijven. De plaat rust op de vloer van de bogen en heeft een breedte van circa 6,7 meter en een dikte van circa 140 mm. Aan de zijdes zijn de randbalken geklemd met behulp van Dywidag-staven. Het hele dek is daarmee in dwarsrichting nagespannen. In langrichting zijn Freyssinet-voerspandraden Ø7 aanwezig. In dwarsrichting is wapening aanwezig van Ø6-190. Een langs- en een dwarsdoorsnede van de voorgespannen dekplaat zijn weergegeven in respectievelijk figuur 2.11 en figuur 2.12.

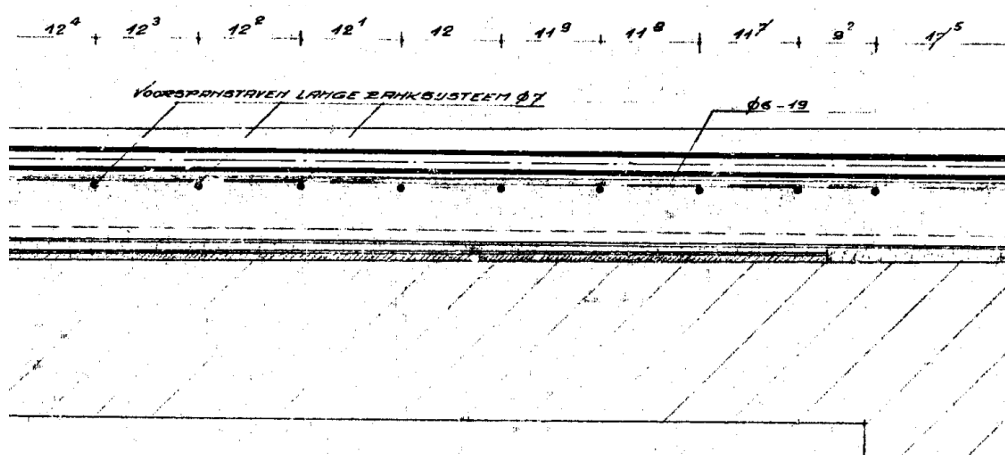


Figuur 2.11: Langsdoorsnede voorgespannen dek (fragment uit HI5CF0~1.TIF)

Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

11



Figuur 2.12: Dwarsdoorsnede voorgespannen dekplaat (fragment uit HI3BA6~1.TIF)

2.6 Relevante documenten

De relevante documenten, bestaande uit ontwerptekeningen, zijn opgenomen bijlage 1. In deze verificatieberekening is gebruikgemaakt van en wordt gerefereerd aan deze documenten.

2.7 Relevante informatie uit nader onderzoek en inspecties

Met het nadere onderzoek zijn meerdere locaties van het aangepaste betondek onderzocht. Het nadere onderzoek is gerapporteerd in 40245-RAP-02. Uit de onderzoekslocaties is gebleken dat de constructie correspondeert met de tekeningen. Zowel de vorm van de onderdelen als de toegepaste wapening en voorspanning komen overeen.

Het dek, de prefab randbalken en de consoles verkeren in goede staat. Alleen ter plaatse van de aanstorting van de randbalk bij de aansluiting van de consoles zijn schades waargenomen. Het beton is hier op een aanzienlijk hoeveelheid locaties afgedrukt. De schades zijn te wijten aan een te lage betondekking op de beugelwapening en de door carbonatatatie geïnitieerde wapeningscorrosie.

Naast visueel onderzoek zijn ook betonkernen genomen om de carbonatatiediepte, chloridegehalte en de toegepaste betonsterkte te bepalen. Uit de kernen voor de betondruksterktes kan het volgende worden geconcludeerd:

- Minimale betonsterkte klasse prefab randbalken: C55/67.
- Minimale betonsterkteklasse in-situbetondek: C35/45.

Bij het boren van kernen in de prefab consoles ten behoeve van bepaling van carbonatatiediepte en chloridegehalte zijn per abuis wapeningstaven doorboord. In §6.2.1 is beschouwd wat dit betekent voor de constructieve veiligheid.

Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

12

3 UITGANGSPUNTEN

In dit hoofdstuk zijn de randvoorwaarden en uitgangspunten aangegeven die zijn aangehouden voor de herberekening.

3.1 Normen, richtlijnen en voorschriften

De volgende algemene normen zijn gebruikt:

NEN-EN 1990	Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp, 2011. 1990+A1+A1/C2 en 1990+A1/C2/NB
NEN-EN 1991-1	Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 1: Algemene belastingen – Volumieke gewichten, eigengewicht en opgelegde belastingen voor gebouwen, 2011. 1991-1+C1 en 1991-1+C1/NB
NEN-EN 1991-2	Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 2: Verkeersbelasting op bruggen, 2015. 1991-2+C1:2015 en 1991-2+C1/NB:2019
NEN-EN 1992-1-1	Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen, 2011. 1992-1-1+C2 en 1992-1-1+C2/NB
NEN-EN 1992-2	Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies – Betonnen bruggen – Regels voor ontwerp, berekening en detaillering, 2011. 1992-2+C1 en 1992-2+C1/NB
NEN-EN 1993-1-1	Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen, 2016. 1993-1-1+C2/A1 en 1993-1-1+C2/NB
NEN-EN 1993-1-9	Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies – Deel 1-9: Vermoeiing, 2012. 1993-1-9+C2 en 1993-1-9:2006/NB:2011
NEN-EN 1993-2	Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies – Deel 2: Stalen bruggen, 2016. 1993-2+C1 en 1993-2+C1/NB

De volgende specifieke normen voor bestaande bouw zijn gebruikt:

NEN 8700	Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren – Grondslagen, 2011.
NEN 8701	Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren – Belastingen, 2011.
NEN 8707	Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren – Geotechnische constructies, 2018.

Verder is gebruikgemaakt van de richtlijnen en/of artikelen:

RBK 1.1	Richtlijnen Beoordeling Kunstwerken, document nr. RTD 1006:2013.
CROW-Aanbeveling 124	Constructieve veiligheid – bestaande bruggen en viaducten van decentrale overheden'

Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

13

3.2 Veiligheidsniveau en ontwerplevensduur

Voor de te hanteren belastingfactoren wordt het veiligheidsniveau 'gevolgklasse 2 bij verbouwen' aangehouden uit NEN 8700 tabel A1.2(B). Dit betekent dat het viaduct voor de herberekening wordt gezien als een gebouw en niet als een brug. Voor bruggen zou tabel A2.2(B) van toepassing zijn. Van oorsprong is het kunstwerk uiteraard wel een brug (spoorviaduct) maar na de verbouwing kan het niet meer worden bereden door (spoor)verkeer en krijgt het voornamelijk een verblijfsfunctie. Om die reden wordt het kunstwerk als gebouw gezien. Overigens zijn de partiële factoren voor gebouwen hoger dan voor bruggen; deze aanpak is daarom conservatief.

Voor de berekening wordt een referentieperiode aangehouden van dertig jaar.

3.3 Materiaaleigenschappen

Op basis van archiefgegevens en materiaalkundig onderzoek zijn de volgende materiaaleigenschappen aangehouden.

Beton

Uit het materiaalonderzoek is gebleken dat de huidige sterkte van de prefab randbalken gelijk is aan sterkteklasse C55/67; de huidige sterkte van het in-situbetondek is gelijk aan sterkteklasse C35/45. Aangezien de prefab consoles en bordesvloeren niet zijn getest, is voor deze onderdelen een sterkteklasse van C28/35 aangehouden, conform tekening: "minimale kubusdruksterkte 400" (=K400).

Beton	K400 = C28/35	C35/45	C55/67	[Eenheid]
f_{ck}	28	35	55	N/mm ²
$f_{ck;cube}$	35	45	67	N/mm ²
f_{ctm}	2,8	3,2	4,2	N/mm ²
E_{cm}	33000	34100	38200	N/mm ²

Tabel 3.1: Materiaaleigenschappen beton

Wapening

Dwarsvoorspanning "Dywidag Ø26".

Langsvoorspanning "Freyssinet Ø7".

Staalkwaliteiten van het Dywidag- en Freyssinet-voorspanstaal is onbekend. Volgens RBK-1-1 tabel B4-1 zijn de volgende gegevens van toepassing op Freyssinet- en Dywidag-staven:

Systeem	Toegepast vanaf	Groepering	Staalopp.	Staal-kwaliteit	Max. Blijvende voorspankracht (=55%)	Max. aanvangsvoorspankracht (=65%)
Freyssinet	1960	Kabel: 12Ø7	462	QP150	374 kN	
				QP170	424 kN	
Dywidag	1955	Staven: Ø26	531	QP60/90	258 kN	
	1960 e.v.	Staven: Ø26	531	QP80/105	300 kN	356 kN

Tabel 3.2: In het verleden toegepaste voorspansystemen

Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

14

Uitgaande van de voorgaande gegevens kan worden gesteld dat hoogstwaarschijnlijk QP150 is toegepast in de voorspanning met Freyssinet-kabels en QP90 in de Dywidag-naspanstaven. Rekening houdend met tijdsafhankelijke verliezen door kruip en relaxatie zal in deze verificatieberekening de werkvoorspanning met 10% worden verlaagd voor aanname van de huidige voorspankracht.

De staalkwaliteit van de overige wapening bedraagt volgens tekening QR24. Onderstaande tabel 3.3 geeft de eigenschappen van sterkteklasse QR24 aan. Tabel 3.4 geeft de mogelijke kwaliteiten van het voorspanstaal weer.

Type	QR24	[Eenheid]
f_{yk}	240	N/mm ²
f_{yd}	209	N/mm ²
E_s	$2,0 \cdot 10^5$	N/mm ²

Tabel 3.3: Materiaaleigenschappen wapening

Type	QP90	QP105	QP150	[Eenheid]
f_{pk}	883	1030	1470	N/mm ²
f_{pk}/γ_s	803	936	1338	N/mm ²
Toelaatbare aanvangsspanning	574	670	956	N/mm ²
Toelaatbare werkvoorspanning	486	567	809	N/mm ²
E_p	$2,05 \cdot 10^5$	$2,05 \cdot 10^5$	$1,95 \cdot 10^5$	N/mm ²

Tabel 3.4: Materiaaleigenschappen voorspanstaal

3.4 Overige uitgangspunten

- Voor de toetsing op constructieve veiligheid is uitgegaan van een controle van de uiterste grenstoestand (ULS), het bezwijken van het te beschouwen deel.
- De invloed van de belastinggevallen temperatuur, sneeuw en wind zijn beperkt en daarom niet beschouwd.
- Bijzondere belastingen (impact op/onder brug, aardbeving) zijn niet beschouwd.
- De voorgenomen bestemming van het voormalige spoordek wordt een openbaar toegankelijk dakpark. Hiervoor wordt belastingklasse C5 aangehouden met een corresponderende variabele belasting van 5 kN/m² en een geconcentreerde belasting van 7 kN.

3.5 Beschouwing restlevensduur

Vanwege de status als Rijksmonument moet bij een verbouwing het optreden van constructieve schades binnen de boogde instandhoudingsperiode worden voorkomen. Denk daarbij aan het voorkomen van grote scheurwijdtes die op termijn leiden tot versnelde degradatie van het (gewapende) beton.

Het dek dat in 1958-1960 is aangebracht, heeft wel dilatatievoegen en is ook in langsrichting voorgespannen. Hierdoor zullen er in langsrichting geen trekspanningen en daarmee geen krimpscheuren optreden. Voor de dwarsrichting geldt dit niet; met name een belastingverhoging op de uitkragende delen van het dek (uit 1958-1960) kan een toename van scheurwijdte geven. Om die reden is het toetsen van scheurwijdtes opgenomen in deze deelrapportage 40245-BER-08 van het dek uit 1958-1960.

Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

15

4 BELASTINGEN EN BELASTINGCOMBINATIES

4.1 Belastingen

4.1.1 Bordesvloer

Permanente belastingen

De permanente belastingen op de bordesvloeren bestaat uit het eigen gewicht. Dit is gelijk aan 25 kN/m^3 . De dikte van de bordesvloeren bedraagt 60 mm. De permanente belasting bedraagt dus:

$$q_g = 0,06 \cdot 25 = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

Voor de nieuwe situatie wordt uitgegaan van vervanging van de betonnen bordesvloeren door stalen persroosters. Voor het eigen gewicht van deze persroosters is een waarde van $0,25 \text{ kN/m}^2$ aangehouden.

Veranderlijke belasting

De standaard veranderlijke oppervlaktebelasting die op bordesvloer in rekening gebracht dient te worden bedraagt 5 kN/m^2 .

Daarnaast dient een geconcentreerde belasting in rekening te worden gebracht van 7 kN (op $0,1 \text{ m} \times 0,1 \text{ m}$) voor klasse C5-gebouwen (tabel NB.1 -6.2 NEN-EN 1991-1-1).

4.1.2 Prefab console

Permanente belastingen

De permanente belasting op de prefab console bestaat uit het eigen gewicht, gelijk aan 25 kN/m^3 . Daarnaast wordt de console belast met de permanente belasting uit de bordesvloer en het leuningwerk:

Bordesvloer (beton): $q_g = 0,06 \cdot 1,14 \cdot 25 = 1,71 \text{ kN/m}$

Bordesvloer (staal): $q_g = 1,14 \cdot 0,25 = 0,29 \text{ kN/m}$

Leuningwerk: $F_g = 0,25 \text{ kN}$ (aannname)

Veranderlijke belasting

De standaard veranderlijke oppervlaktebelasting op de bordesvloer is 5 kN/m^2 . Dit resulteert in een lijnlast van: $5 \cdot 1,14 = 5,7 \text{ kN/m}$ op de prefab consoles.

Daarnaast dient een geconcentreerde belasting in rekening te worden gebracht van 7 kN (op $0,1 \text{ m} \times 0,1 \text{ m}$) voor klasse C5-gebouwen (tabel NB.1 -6.2 NEN-EN 1991-1-1).

Uit het leuningwerk zal een horizontale veranderlijke belasting van 1 kN met een arm van $1,2 \text{ m}$ aangrijpen.

Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

16

4.1.3 Randbalken

Permanente belastingen

De permanente belastingen op de randbalken bestaat uit het eigen gewicht, gelijk aan 25 kN/m³. Daarnaast wordt de randbalk belast met de permanente belasting uit de bordesvloer, de prefab console en het leuningwerk:

Bordesvloer (beton):	$F_g = 1,71 \cdot 0,61 = 1,04 \text{ kN}$ $q_g = 0,06 \cdot 1,14 \cdot 25 = 1,71 \text{ kN/m}$
Bordesvloer (staal):	$F_g = 0,29 \cdot 0,61 = 0,18 \text{ kN}$ $q_g = 1,14 \cdot 0,25 = 0,29 \text{ kN/m}$
Prefab console:	$F_g = 0,16 \cdot 0,22 \cdot 0,61 \cdot 25 = 0,54 \text{ kN}$
Leuningwerk:	$F_g = 0,25 \text{ kN}$ (aannname)
Keermuur:	$F_g = 2,05 \text{ kN/m}$ (aangrijpingspunt 0,285 m)

Veranderlijke belasting

De standaard veranderlijke oppervlaktebelasting op de bordesvloer is 5 kN/m². Dit resulteert in een lijnlast van: $5 \cdot 1,14 = 5,7 \text{ kN/m}$ op de prefab console en randbalk.

Daarnaast dient een geconcentreerde belasting in rekening te worden gebracht van 7 kN (op 0,1 m x 0,1 m) voor klasse C3/C5-gebouwen (tabel NB.1 -6.2 NEN-EN 1991-1-1). Gezien de beperkte breedte van het looppad (1,2 m), zal deze puntlast maatgevend zijn boven de veranderlijke oppervlaktebelasting.

Uit het leuningwerk zal een horizontale veranderlijke belasting van 1 kN met een arm van 1,2 m aangrijpen. (Volgens tabel NB.A.1 uit NEN-EN 1991-1-1 geldt voor klasse C3 een lijnlast van 0,8 kN/m of een puntlast van 1 kN op een afscheiding bij een hoogteverschil. Aangrijpingshoogte is hoogte leuning of maximaal 1,20 m).

Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

17

4.2 Belastingcombinaties

4.2.1 Uiterste grenstoestand (UGT)

Op basis van NEN-EN 1990 worden voor de UGT de volgende fundamentele belastingcombinaties aangehouden.

$$6.10 \text{ a} \quad \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$6.10 \text{ b} \quad \sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Hierin is:

- G_k : karakteristieke waarde van een blijvende belasting
- P : representatieve waarde van een voorspankracht
- $Q_{k,1}$: karakteristieke waarde van de overheersende variabele belasting
- $Q_{k,i}$: karakteristieke waarde van de gelijktijdig optredende veranderlijke belasting
- γ_G : partiële factor voor blijvende belastingen
- γ_Q : partiële factor voor veranderlijke belastingen
- γ_P : partiële factor voor voorspankrachten
- ξ : reductiefactor voor ongunstige, blijvende belastingen
- Ψ_0 : momentaanfactor in verband met combinatie waarde van een veranderlijke belasting

4.2.2 Partiële factoren bestaande bouw

Voor de partiële factoren is gebruikgemaakt van tabel A1.2 "*γ-factoren voor de uiterste grenstoelstanden STR en GEO*", conform NEN 8700. Voor het bepalen van de factoren is uitgegaan van gevolgklasse 2 op verbouwniveau. Dit komt neer op:

- Voor alle permanente belasting vlg 6.10a: $\gamma_{Gj,sup} = 1,20$
- Voor alle permanente belasting vlg 6.10b: $\xi \gamma_{Gj,sup} = 1,15$
- Voor de veranderlijke dakbelasting (5 kN/m²): $\xi \gamma_{Q1} = 1,30$
- Voor voorspankrachten: $\gamma_P = 1,00$

Voor de variabele belasting geldt de volgende combinatiefactor wanneer 6.10a maatgevend zou zijn:

$\Psi_0 = 0,4$ voor categorie C bijeenkomstruimtes.

De constructie van de consoles kan geschematiseerd worden met behulp van een staafwerkmodel, zoals weergegeven in figuur 5.2. De optredende krachten zullen met behulp van de trek-drukverbinding opgenomen worden. Door middel van een koppel van deze trek-drukverbinding zal het optredende moment worden overgebracht naar de prefab randbalk.

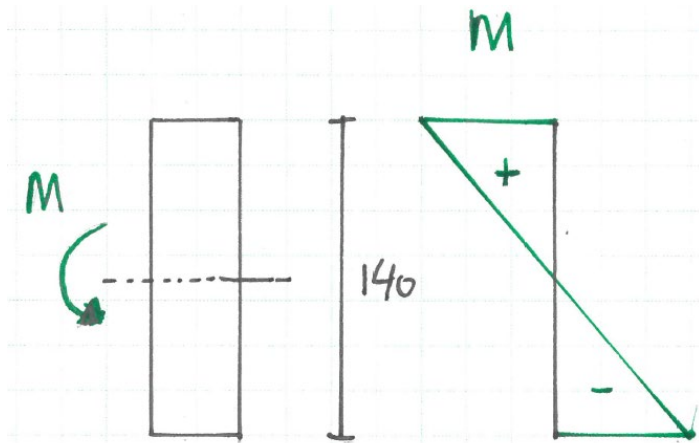
De prefab consoles zijn met een hart-op-hartafstand van 1,14 m aan de randbalk bevestigd. Uitgaande van een belastingspreiding van 45 graden, zal de kracht na 570 m verspreid zijn over de gehele breedte van de balk. De bevestiging van de console is op 910 mm uit de overgang randbalk – dek, waardoor 340 mm voor de overgang de krachten al evenredig zijn verspreid. De kracht uit één console zal daarom evenredig worden verdeeld over een systeemlengte van 1,141 m en dus een bijbehorend aantal van drie staven.

Figuur 5.4: Spanningen in de betondoorsnede door naspandruk P

Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

21



Figuur 5.5: Optredende spanningen in de betondoorsnede door het optredende moment M

5.4 Voorgespannen plaat

De constructiehoogte van de voorgespannen plaat liggend op de originele boogconstructie is gelijk aan de hoogte van de kritische doorsnede van de prefab randbalk. Aangezien de voorgespannen plaat over de gehele breedte wordt ondersteund door het originele dek, blijven de krachten in de doorsnede gelijk over de gehele doorsnede. De resultaten van de toetsing van de kritische doorsnede van de randbalk gelden dus ook voor de voorgespannen plaat. Wanneer de gehele doorsnede onderhevig is aan een drukspanning, zal er geen scheurvorming optreden. In dit geval hoeft er geen scheurwijdtecontrole te worden uitgevoerd.

Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

22

6 CONSTRUCTIEVE ANALYSE

6.1 Bordesvloer

Met behulp van een rekensheet opgenomen in bijlage 2, is het opneembaar moment van de gewapende bordesvloer bepaald. Hieruit volgt een maximaal opneembaar moment van 0,66 kNm. Het karakteristieke optredende moment uit het eigen gewicht bedraagt:

$$M_{E;k;eg} = \frac{1}{8} q l^2 = \frac{1}{8} \cdot (1,5 \cdot 0,92) \cdot 0,92^2 = 0,146 \text{ kNm}$$

Met behulp van belastingcombinatie 6.10b en het bekende karakteristieke moment ten gevolge van het eigen gewicht is het resterende opneembaar moment berekend. Dit resterende moment bedraagt:

$$0,66 - (1,15 \cdot 0,146) = 0,49 \text{ kNm}$$

In het geval van 6.10b, is de maximaal opneembare variabele belasting te berekenen met:

$$q_{Q,toetlaatbaar} = \frac{M_{E;d;rest}}{\gamma \cdot \frac{1}{8} \cdot l^2 \cdot b} = \frac{0,49}{1,30 \cdot \frac{1}{8} \cdot 0,92^2 \cdot 0,92} = 3,9 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{Q,toetlaatbaar} = \frac{M_{E;d;rest}}{\gamma \cdot \frac{1}{4} l} = \frac{0,49}{1,30 \cdot \frac{1}{4} \cdot 0,92} = 1,6 \text{ kN}$$

Hieruit volgt dat de huidige betonnen bordesvloer niet toereikend is voor beoogde variabele belasting van 5 kN/m² en 7 kN voor gebruiksklasse C5.

6.2 Console

De optredende belastingen op de console uit de bordesvloer en het leuningwerk worden opgenomen met behulp van een drukpunt en een trekverbinding, wat samen tevens voor een momentkoppel zorgt. De trekverbinding bestaat uit twee staven Ø12, een moer en een schroefdraadverbinding. Hierbij zijn de twee wapeningsstaven Ø12 maatgevend. Deze staven zijn daarom op trek en afschuiving getoetst. Het drukpunt bestaat uit twee stuks ½" tapbouten en is opgevuld met beton. De drukspanningen zullen zowel door de bouten als het opvulbeton worden opgenomen. Gezien de grote oppervlakte van het drukpunt wordt deze als niet kritisch beschouwd.

Aangezien de optredende staalspanning afhankelijk is van zowel het moment als de dwarskracht, zijn met behulp van een rekensheet de toelaatbare veranderlijke oppervlaktebelasting en de toelaatbare veranderlijke geconcentreerde belasting iteratief bepaald. Hieruit volgt een toelaatbare veranderlijke belasting van > 5kN/m² en een toelaatbare geconcentreerde belasting van 6,1 kN. In onderstaande berekeningen zijn deze veranderlijke belastingen samen met de permanente belastingen getoetst. De permanente belasting bestaat hierbij uit:

Eigen gewicht console: $q = 0,16 \cdot 0,22 \cdot 25 = 0,88 \text{ kN/m}$

Eigen gewicht bordesvloer: $q = 0,06 \cdot 1,14 \cdot 25 = 1,71 \text{ kN/m}$

Eigen gewicht leuningwerk: $F_z = 0,25 \text{ kN}$

$$M_{y;Ed} = \gamma_g \left(\frac{1}{2} q_{eg} \cdot l^2 + F_{eg;hek} \cdot l \right) + \gamma_q \left(\frac{1}{2} q_{var} l^2 + F_{hor} \cdot h \right)$$

$$M_{y;Ed} = 1,15 \left(\frac{1}{2} \cdot 2,59 \cdot 0,61^2 + 0,25 \cdot 0,61 \right) + 1,3 \left(\frac{1}{2} (5 \cdot 1,14) \cdot 0,61^2 + 1 \cdot 1,2 \right) = 3,67 \text{ kNm}$$

Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

23

De trekkracht in de verbinding ten gevolge van het moment is berekend met:

$$F_t = \frac{M_y}{z} = \frac{3,67}{0,156} = 23,5 \text{ kN}$$

De optredende dwarskracht is berekend met:

$$V_{Ed} = \gamma_g(q_{eg} \cdot l + F_{eg;hek}) + \gamma_q(q_{var} \cdot l) = 1,15(2,59 \cdot 0,61 + 0,25) + 1,3((5 \cdot 1,14) \cdot 0,61) = 6,6 \text{ kN}$$

De krachten ten gevolge van trek en afschuiving worden via de twee wapeningstaven Ø12 overgebracht naar de bout en vervolgens naar de twee staven Ø12 in de randbalk. Aangezien de wapeningsstaven maatgevend zijn, is de staalspanning hiervan getoetst.

De staalspanning ten gevolge van de trekkracht bedraagt:

$$\sigma_x = \frac{F_t}{A_s} = \frac{23,5 \cdot 10^3}{2 \cdot 113} = 104,1 \text{ N/mm}^2$$

De staalspanning ten gevolge van de afschuiving bedraagt:

$$\tau_{xy} = \frac{V_{Ed}}{A_s} = \frac{6,6 \cdot 10^3}{2 \cdot 113} = 29,3 \text{ N/mm}^2$$

Volgens het Von Mises-criterium kan vervolgens de gecombineerde spanning berekend worden met:

$$\sigma_s = \sqrt{(\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2)} = \sqrt{104,1^2 + 3 \cdot 29,3^2} = 108 \text{ N/mm}^2$$

Deze optredende spanning is lager dan de toelaatbare spanning van 209 N/mm². De prefab console kan dus voldoende weerstand bieden voor een veranderlijke oppervlaktebelasting van 5 kN/m².

Naast de trekwapening is ook de dwarskrachtwapening in de balk getoetst. De dwarskrachtwapening bestaat uit beugels van Ø8. De optredende spanning in de maatgevende snede is berekend met:

$$\sigma_v = \frac{V_{Ed}}{A_s} = \frac{6,6 \cdot 10^3}{2 \cdot 50,3} = 65,9 \text{ N/mm}^2$$

Ook deze spanning voldoet ruim aan de toelaatbare spanning van 209 N/mm².

De opgelegde puntlast van 7 kN zal resulteren in een optredend moment van:

$$M_{y,Ed} = 1,15 \left(\frac{1}{2} \cdot 2,59 \cdot 0,61^2 + 0,25 \cdot 0,61 \right) + 1,3(7 \cdot 0,56 + 1 \cdot 1,2) = 7,4 \text{ kNm}$$

Bij dit optredend moment volgt een optredende staalspanning van 228 N/mm² waarbij de toelaatbare staalspanning wordt overschreden. Bij vervanging van de betonnen bordesvloer door een stalen persrooster wordt de permanente belasting verlaagd. In dat geval kan de veranderlijke puntbelasting verhoogd worden tot 6 kN.

Hieruit volgt dat de huidige betonnen consoles niet toereikend zijn voor beoogde geconcentreerde variabele belasting van 7 kN voor gebruiksklasse C5.

Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

24

6.2.1 Doorboorde staaf nader onderzoek

Tijdens het nader onderzoek zijn meerdere kernen geboord in de prefab consoles om de carbonatatie diepte en het chloridegehalte te kunnen bepalen. Tijdens het boren van deze kernen is op een aantal locaties wapening Ø8 aangeboord. Dit kan zowel de hoekwapening in de korven zijn als beugelwapening. De flank/hoekwapening Ø8 heeft geen constructieve functie, het ontbreken van deze staaf zal dan ook niet tot constructieve problemen leiden. Het doorboren van de beugelwapening heeft echter wel een negatieve invloed op de constructieve sterkte.

Om de constructieve veiligheid te beoordelen is de dwarskracht bepaald ter plaatse van de aangeboorde snede. De aangeboorde snede bevindt zich maximaal op de helft van de systeemplengte van de prefab console ($x=310$ mm, totale lengte = 610 mm). De optredende dwarskrachten zijn opgenomen in tabel 6.1

Belastingcombinatie	V_{Ed}
Permanent + veranderlijk hekwerk	1,21 kN
Permanent + veranderlijk $q=5$ kN/m ²	3,51 kN
Permanent + veranderlijk $F=7$ kN	10,3 kN

Tabel 6.1: Optredende dwarskrachten in snede op halve lengte van console

De dwarskrachtcapaciteit van de aangeboorde snede zonder beugelwapening (sterkte beton) bedraagt:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] b_w d$$

Met een minimum van:

$$V_{Rd,c} = v_{min} b_w d$$

Met:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{108}} = 2,36 \leq 2,0 \rightarrow 2,0$$

$$\rho = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{2 \cdot 113}{220 \cdot 108} = 0,0095$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\left(\frac{3}{2}\right)} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 28^{\frac{1}{2}} = 0,52 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0095 \cdot 28)^{\frac{1}{3}} \right] 220 \cdot 108 = [0,71] \cdot 220 \cdot 108 = 17,0 \cdot 10^3 \text{ N}$$

De opneembare dwarskracht door het beton zelf bedraagt dus 17,0 kN. Dit is meer dan de optredende dwarskracht in de beschouwde snede in het geval van de permanente belasting uit de bordesvloer, leuningwerk en een geconcentreerde veranderlijke belasting van 7 kN. De bijbehorende toetsing:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1,0 \rightarrow \frac{10,3}{17} = 0,61$$

Dus voldoet. Het mogelijk doorboren van de beugelwapening heeft niet geleid en zal in de toekomst niet leiden tot een constructief onveilige situatie mits de permanente belasting niet wordt verhoogd.

Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

25

6.3 Randbalk

Aan de randen van het voorgespannen dek over de bogen van het viaduct is een prefab randbalk aanwezig die met behulp van voorspanning aan het dek is bevestigd. Om deze constructie te toetsen en de maximaal toelaatbare belasting te bepalen is in de constructieve analyse beschouwd of de toelaatbare druk- en trekspanning in het beton en de toelaatbare staalspanning in de Dywidag-staaf niet worden overschreden.

De werkvoorspanning in het naspanstaal bedraagt volgens RBK 1-1 486 N/mm². Rekening houdend met drie staven Ø26 en een materiaalfactor van $\gamma_M=1,1$ resulteert dit in een totale voorspankracht per 1,141 m van:

$$P_{m\infty} = \frac{486 \cdot 3 \cdot 531}{1,1} = 703,8 \text{ kN}$$

Rekening houdend met tijdsafhankelijke verliezen door kruip en relaxatie zal de werkvoorspanning met 10% worden verlaagd. Resultierend in een actuele voorspankracht van:

$$P_{m\infty} = \frac{703,8}{1,1} = 639,8 \text{ kN}$$

Deze actuele voorspankracht zal zorgen voor een drukbelasting over de betondoorsnede en een moment ten gevolge van de excentriciteit. De optredende spanningen aan de bovenste en onderste zijde van de doorsnede worden als volgt bepaald:

Ten gevolge van de drukkracht:

$$\begin{aligned}\sigma_{c;boven} &= \frac{-P_{m\infty}}{A} = \frac{-639,8 \cdot 10^3}{1141 \cdot 140} = -4,0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{c;onder} &= \frac{P_{m\infty}}{A} = \frac{639,8 \cdot 10^3}{1141 \cdot 140} = -4,0 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Ten gevolge van het optredend moment door excentriciteit:

$$\begin{aligned}\sigma_{c;boven} &= \frac{-P_{m\infty} \cdot e}{W} = \frac{-639,8 \cdot 10^3 \cdot 25}{\frac{1}{6} \cdot 1141 \cdot 140^2} = -4,3 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{c;onder} &= \frac{P_{m\infty} \cdot e}{W} = \frac{639,8 \cdot 10^3 \cdot 25}{\frac{1}{6} \cdot 1141 \cdot 140^2} = +4,3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

De totaal toelaatbare trekspanning ten gevolge van het moment zal gelijk zijn aan de drukspanningen door de naspankracht. Op dat moment zal de doorsnede nog volledig aan drukspanningen onderhevig zijn. Het toelaatbare moment kan in dat geval berekend worden door:

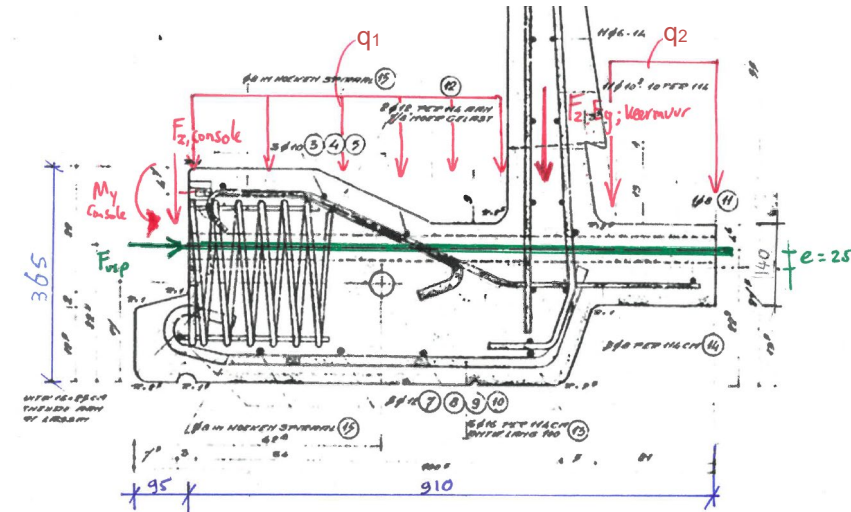
$$\begin{aligned}M_{Rd} &= (\sigma_{c;M_p} + \sigma_{c;P}) \cdot W \\ M_{Rd} &= (4,0 + 4,3) \cdot 372,7 \cdot 10^4 = 30,9 \cdot 10^6 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

26

Optredend moment door optredende belastingen



Figuur 6.1: Optredende belastingen doorsnede randbalk

Uit console en prefab bordesvloer:

Eigen gewicht: $M_{y,g;k} = R_{eg;console} \cdot a + M_{eg;console} = 1,83 \cdot 0,91 + 0,63 = 2,30 \text{ kNm}$

Veranderlijk (5kN/m²): $M_{y;q;k} = R_{q;console} \cdot a + M_{q;console} = 3,48 \cdot 0,91 + 2,26 = 5,43 \text{ kNm}$

Uit e.g. randbalk en keermuur:

$$M_{y,g;k} = (7,5 \cdot 1,141 \cdot 0,51) + (2,06 \cdot 1,141 \cdot 0,285) = 5,03 \text{ kNm}$$

Uit permanente belasting op randbalk met een onderscheid buiten de keermuren: q_1 (bordesvloer) en binnen de keermuren q_2 (daktuin):

$$M_{y,g;k} = q_{1,g} \cdot l \cdot b_1 \cdot a_1 + q_{2,g} \cdot l \cdot b_2 \cdot a_2 = 1,5 \cdot 1,141 \cdot 0,55 \cdot 0,635 + q_{2,g} \cdot 1,141 \cdot 0,17 \cdot 0,085 \\ = 0,59 + 0,0165 \cdot q_{2,g}$$

Uit veranderlijke belasting op randbalk met q_1 (bordesvloer) en q_2 (daktuin):

$$M_{y;q;k} = q_{1,q} \cdot l \cdot b_1 \cdot a_1 + q_{2,q} \cdot l \cdot b_2 \cdot a_2 = 5 \cdot 1,141 \cdot 0,55 \cdot 0,635 + 5 \cdot 1,141 \cdot 0,17 \cdot 0,085 = 2,08 \text{ kNm}$$

Totaal optredend moment:

$$M_{y,g;k} = 2,30 + 5,03 + 0,59 + (0,0165 \cdot q_{2,g}) = 7,92 + (0,0165 \cdot q_{2,g}) \text{ kNm} \\ M_{y;q;k} = 5,43 + 2,08 = 7,51 \text{ kNm}$$

Door het optredende moment gelijk te stellen aan het toelaatbare moment, kan het maximaal toelaatbare permanente gewicht uit de daktuin bepaald worden:

$$M_{Ed} = 1,15 \cdot M_{y,g;k} + 1,3 \cdot M_{y;q;k} = M_{Rd} \\ 1,15 \cdot M_{y,g;k} + 1,3 \cdot 7,51 \cdot 10^6 = 30,9 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \\ M_{y,g;k} = 18,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \\ 18,4 = 7,92 + (0,0165 \cdot q_{2,g}) \\ q_{2,g} = 634 \text{ kN/m}$$

Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

27

Toetsing dwarskracht

Ter plaatse van de kritische snede is het voorgespannen beton naast de trek- en drukspanningen ook getoetst op dwarskracht. De dwarskrachtcontrole is uitgevoerd met behulp van de geldende formules uit NEN 8702, waarbij de dwarskrachtweerstand mag zijn bepaald met:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12k_{cap}k(100\rho_1f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15\sigma_{cp} \right] b_{wgem}d$$

Met een minimum van:

$$V_{Rd,c} = \left[0,037k_{cap}^{\frac{3}{2}}k^{\frac{3}{2}}f_{ck}^{\frac{1}{2}} + 0,15\sigma_{cp} \right] b_{wgem}d$$

Waarbij:

$$k_{cap} = 1,0$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{95}} = 2,45 < 2,0$$

$$\rho_1 = 0?$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{639,8 \cdot 10^3}{1141 \cdot 140} = 4,0 \text{ N/mm}^2 < 0,4f_{cd}$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,037 \cdot 1 \cdot 2,0^{\frac{3}{2}} \cdot 55^{\frac{1}{2}} + 0,15 \cdot 4,0 \right] 1141 \cdot 95 = 149 \text{ kN}$$

$$V_{Eg;k} = R_{g;console} + F_{eg;randbalk} + F_{eg;keermuur} + q_{1,g} \cdot l_1 + q_{2,g} \cdot l_2$$

$$V_{Eg;k} = 1,0 + 7,5 \cdot 1,14 + 2,06 \cdot 1,14 + 1,5 \cdot 1,14 \cdot 0,55 + q_{2,g} \cdot 1,14 \cdot 0,17 = 13,5 + q_{2,g} \cdot 0,2 \text{ kN}$$

$$V_{Eq;k} = R_{q;console} + q_{1;q} \cdot l_1 + q_{2;q} \cdot l_2$$

$$V_{Eq;k} = 3,5 + 5 \cdot 1,14 \cdot 0,55 + 5 \cdot 1,14 \cdot 0,17 = 7,6 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Rd,c}}{V_{Ed}} < 1,0$$

$$\frac{149}{1,3 \cdot 7,6 + 1,15 \cdot (13,5 + q_{2,g} \cdot 0,2)} < 1,0$$

$$q_{2,g} < 537 \text{ kN/m}^2$$

Gezien het hoge toelaatbare permanente gewicht kan worden geconcludeerd dat de naspanning voldoende weerstand kan bieden tegen een veranderlijke belasting van 5 kN/m². Daarnaast is het mogelijk de permanente belasting tussen de keerwanden ruim te verhogen. De draagkracht van de onderliggende boogconstructie zal hierbij echter maatgevend worden.

Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

28

7 CONCLUSIE

In deze berekeningsrapportage is het verbrede dek beschouwd als onderdeel van de constructieve herberekeningen van het Hofpleinviaduct. Het doel van de berekening is om de belastbaarheid van de uitkragende delen van het dek te bepalen en daarmee te onderzoeken wat de mogelijke belastbaarheid is van deze delen.

In de berekening zijn de verschillende onderdelen van het verbrede dek uit omstreeks 1960 getoetst, waarbij de belastbaarheid is bepaald. In de berekening wordt uitgegaan van vier verschillende onderdelen: de bordesvloer, de consoles, de randbalken en het voorgespannen dek. De resultaten en de conclusies van deze onderdelen zijn hieronder per onderdeel beschouwd.

Bordesvloer

De huidige bordesvloer heeft onvoldoende capaciteit om de beoogde oppervlaktebelasting van 5 kN/m^2 te dragen. De belastbaarheid is beperkt tot een veranderlijke oppervlaktebelasting van $3,9 \text{ kN/m}^2$ of een geconcentreerde belasting van $1,6 \text{ kN}$.

Prefab console

In tegenstelling tot de bordesvloer zelf zijn de prefab consoles in de beoogde veranderlijke oppervlaktebelasting van 5 kN/m^2 op te nemen. De opneembare veranderlijke puntlast is beperkt tot $6,1 \text{ kN}$. Bij verlaging van het eigen gewicht van de bordesvloer door de betonplaat te vervangen door een stalen persrooster zal de opneembare veranderlijke puntlast beperkt zijn tot $6,7 \text{ kN}$. In beide gevallen is de console dus niet toereikend om te voldoen aan de beoogde puntlast van 7 kN .

De voorgeschreven puntlast van 3 kN voor "klasse C-omsloten afzonderlijke verkeersruimtes, niet horend bij C5" kan dus eventueel wel opgenomen worden.

Om te voldoen aan gebruiksklasse C5 wordt aanbevolen een versterking van de prefab consoles uit te voeren.

Randbalk

De randbalk is in staat een optredend moment van $30,9 \text{ kNm}$ en een dwarskracht van 149 kN op te nemen door middel van de nagespannen Dywidag-staven. Dit resulteert in het feit dat een veranderlijke belasting van 5 kN/m^2 ruimschoots opgenomen kan worden.

Daarnaast kan de permanente belasting tussen de keerwanden fors worden verhoogd. De weerstand van de boogconstructie en het draagvermogen van de onderliggende fundering zullen hierbij maatgevend zijn.

Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

29

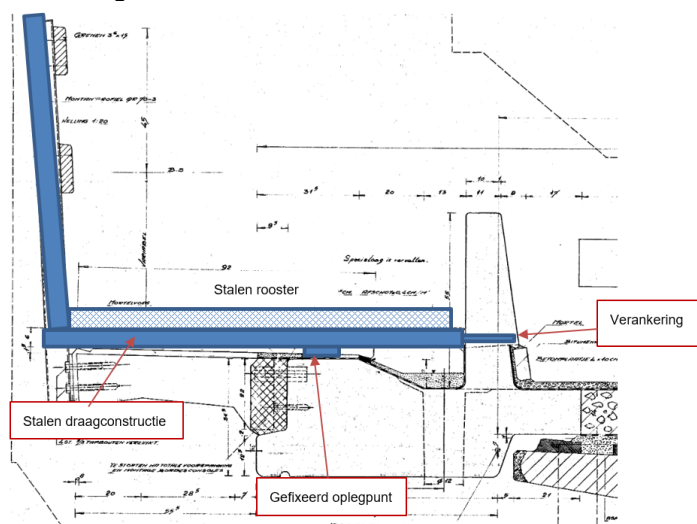
8 AANBEVELINGEN/VERBETERVOORSTEL

Aangezien de huidige bordesvloer niet toereikend is om de belasting op te nemen conform de normen behorend bij een vrij toegankelijke ruimte, wordt aanbevolen de betonnen bordesvloer te vervangen door een stalen persrooster.

In aanvulling op de bordesvloeren voldoet ook de sterkte van de prefab beton consoles niet aan de opgelegde belasting behorend bij een vrij toegankelijke ruimte, gebruiksklasse C5. Aanbevolen wordt om bordesvloer in te delen in een andere gebruiksklasse (omsloten verkeersruimte) of in overleg met Bouw- en Woningtoezicht te rekenen met een gereduceerde puntlast. Het is immers onwaarschijnlijk dat een zwaar voorwerp van circa 700 kg aan de rand van de bordesvloer geplaatst zal worden.

Wanneer bovenstaande niet tot de mogelijkheden behoort, wordt geadviseerd de betonconsoles te versterken. De huidige betonconsole is namelijk niet sterk genoeg om een opgelegde puntlast van 7 kN op te nemen. In deze situatie wordt de sterkte van de trekverbinding overschreden. Door de verbinding console-randbalk te versterken met behulp van koolstoflijmwapening kan worden voldaan aan de gestelde belastingseis. Gezien het gegeven dat de weerstand van de trekverbinding slechts licht wordt overschreden zal met een minimale maat van koolstoflijmwapening ($50 \times 1,2 \text{ mm}^2$) voldaan kunnen worden. Bij toepassing van koolstoflijmwapening zal eerst het betonoppervlak van de randbalk vrij moeten worden gemaakt doormiddel van het verwijderen van de bitumen overlaging. Wanneer het meewerken van de bout in de trekverbinding achterwege wordt gelaten dient de koolstoflijmwapening over een lengte van circa $2 \times 500 \text{ mm}$ verlijmd te worden aan zowel de randbalk als de console. Dit betreft echter een conservatieve benadering ter indicatie, bij werkelijke toepassing dient de lijmwapening middels een berekening te worden gedetailleerd.

Een andere mogelijkheid is om een nieuwe constructie boven de huidige betonconsole aan te brengen die boven de betonconsole 'zweeft', zie figuur 8.1. Deze nieuwe constructie dient in de randbalk te worden verankerd. Doordat de belasting uit de bordesvloer door middel van de nieuwe constructie naar de randbalk wordt afgedragen, zal de betonconsole niet langer meer belast worden door de kritische variabele belasting. De dragende staalconstructie zal bij een hart-op-hartafstand van 1,14 m naar verwachting uitgevoerd kunnen worden met behulp van kokerprofielen $100 \times 100 \times 8$. Deze principeoplossing betreft nog een indicatie van een mogelijke oplossing en dient in een later stadium verder uitgewerkt te worden.



Figuur 8.1: Principeoplossing nieuwe draagconstructie bordesvloer

Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

Bijlage 1 Ontwerpdocumenten

In deze bijlage zijn de beschikbare ontwerpdocumenten opgenomen die zijn geraadpleegd voor de constructieve herberekening van het in omstreeks 1960 vernieuwde bovendek. Een overzicht van de bijgevoegde tekeningen is weergegeven in onderstaande tabel.

	Document-naam	Omschrijving	Datum
1	HI1E03~1.tif	Herstelling Z.H.E.S. Viaduct R'dam; Noormaal dwarsdoorsnede	1959
2	HI3BA6~1.tif	Herstelling Z.H.E.S. Viaduct te Rotterdam Boog 28 t/m 42; Betontek normaaldoorsnede plaat+randbalk	14-07-1958
3	HI5CF0~1.tif	Herstelling Z.H.E.S. Viaduct te Rotterdam Boog 28 t/m 42; Betontek eindveld 42 met rand-en-middenbalk	14-07-1958
4	HI89CC~1.tif	Herstelling Z.H.E.S. Viaduct R'dam Boog 28 t/m 42; Bordesplaten	01-07-1958
5	HIAE61~1.tif	Herstelling Z.H.E.S. Viaduct R'dam; Normaal dwarsdoorsnede met in het werk aan te brengen zachtstaalwap + voorspanning	23-04-1959
6	HIC903~1.tif	Herstelling Z.H.E.S. Viaduct R'dam; Prefab betonconsole met moerbevestiging	23-04-1959
7	HICFE0~1.tif	Herstelling Z.H.E.S. Viaduct R'dam; Linkse eindrandbalk westzijde	23-04-1959
8	HIE79A~1.tif	Herstelling Z.H.E.S. Viaduct R'dam; Prefab bordesconsoles met wapening	01-07-1958

Architectural drawing of a building facade, labeled "SCHUYLING STREET." at the top. The drawing shows a grid of windows and doors, with dimensions and annotations. The facade is divided into sections by vertical lines, with dimensions such as 16', 14', 12', 10', 8', 6', 4', 2', 1', and 1/2' indicated. The drawing includes a grid of windows and doors, with dimensions and annotations. The drawing is a technical drawing of a building facade, showing a grid of windows and doors. The drawing is labeled "SCHUYLING STREET." at the top. The drawing includes a grid of windows and doors, with dimensions and annotations. The drawing is a technical drawing of a building facade, showing a grid of windows and doors. The drawing is labeled "SCHUYLING STREET." at the top. The drawing includes a grid of windows and doors, with dimensions and annotations. The drawing is a technical drawing of a building facade, showing a grid of windows and doors. The drawing is labeled "SCHUYLING STREET." at the top. The drawing includes a grid of windows and doors, with dimensions and annotations.

✓VERHOFFSTRAAT.

LIVAK SPANBALK.

VOOR DETAILS ZIE BLADEN. 9 IN 10.
VOOR DOORDOORGENE ZIE BLAD. 8.

DOORSNEDEN MIDDENBALK.

DOORSNED. RANDBAIK.

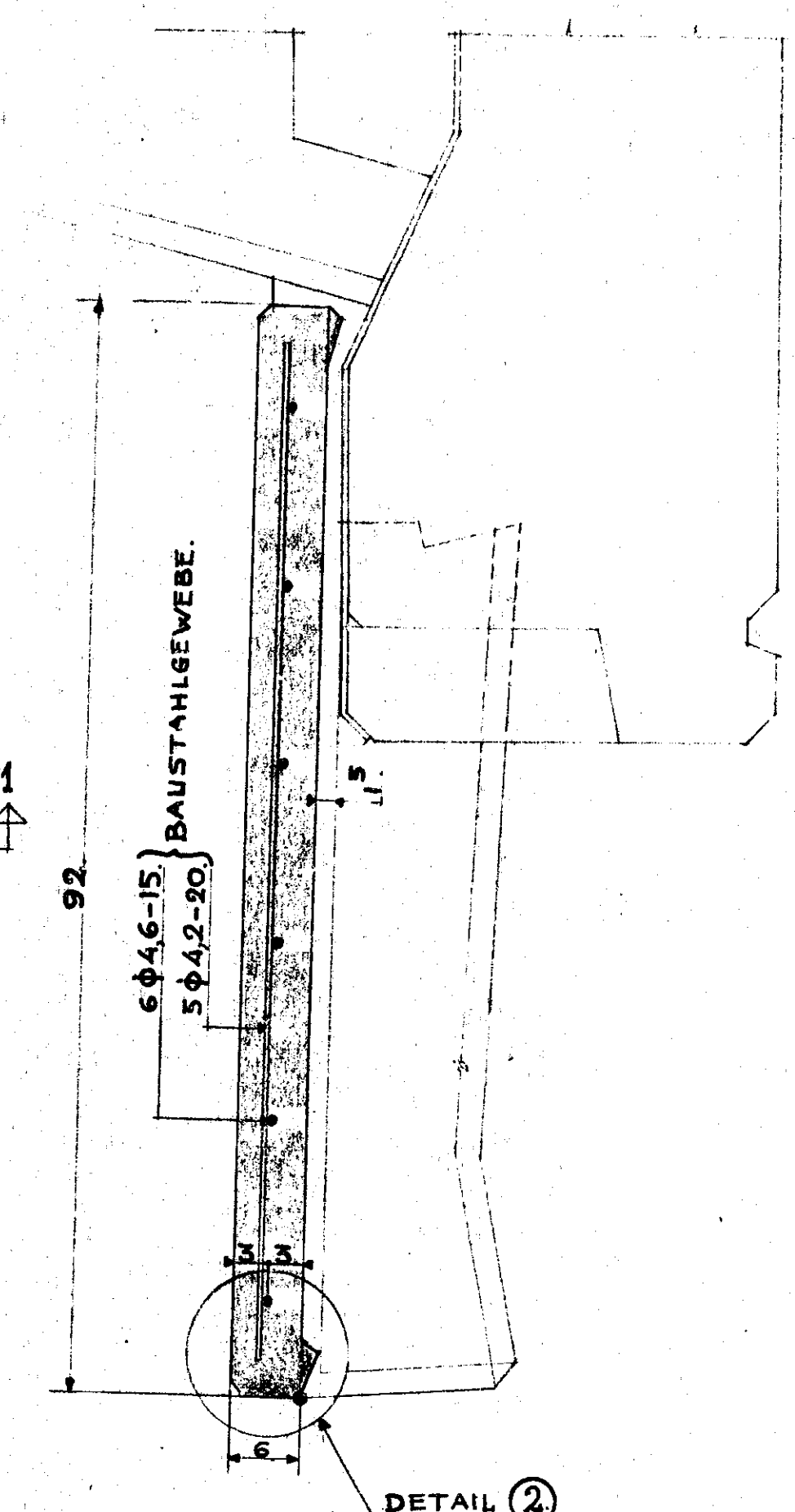
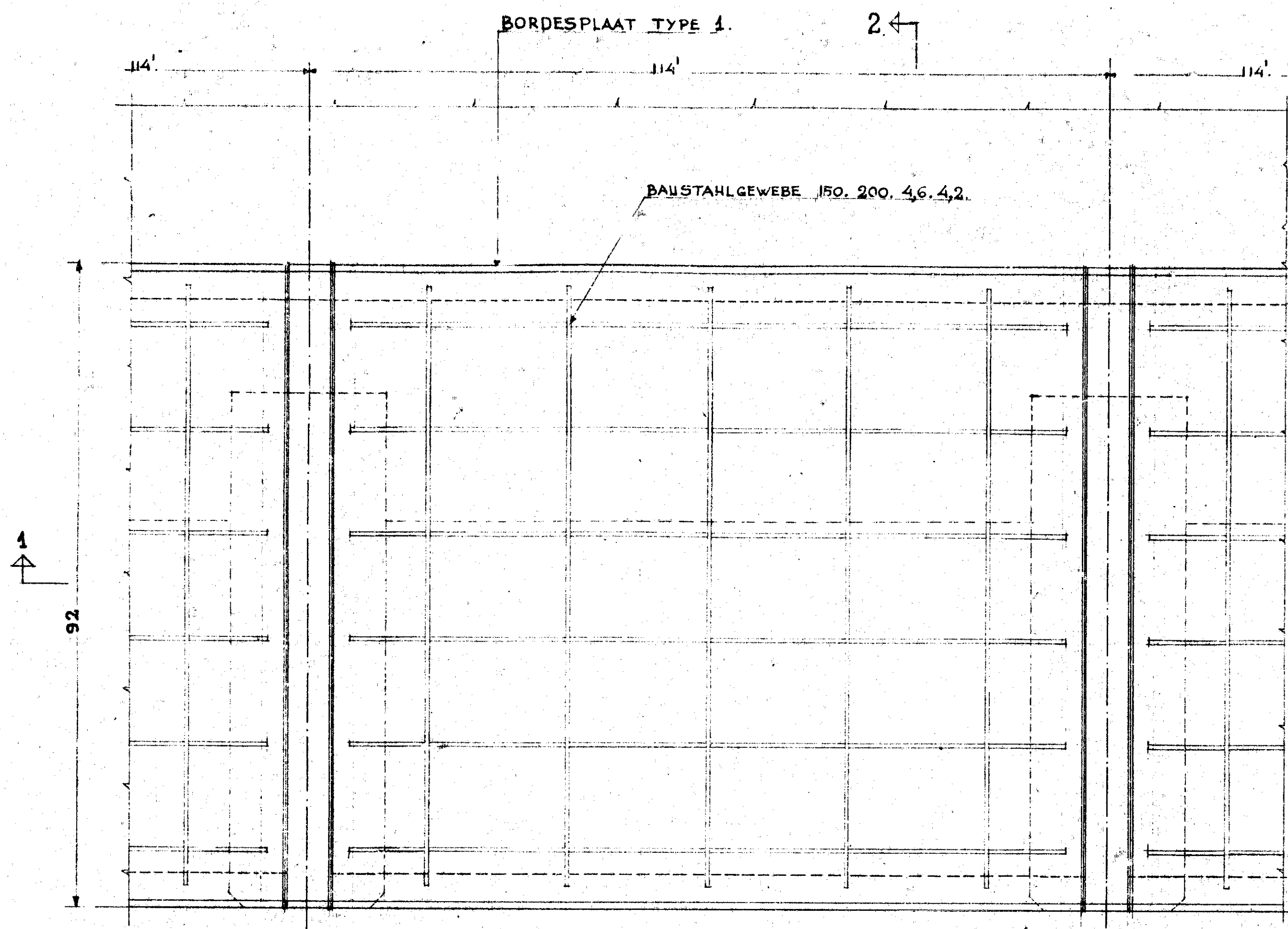
DOORSNEDEN DEK

CEMENT: KLASSE _____
 BETONSTAAL: OR _____
 BETONSAMENSTELLING _____
 BETONDEKKING _____ cm
 KWALITEITSEIS NA 28 DAGEN:
 MIN. KUBUSSTERKTE 400 kg/cm²
 MIN. BUIGTREKSTERKTE 66 kg/cm²
 BOUWCONTROLE _____

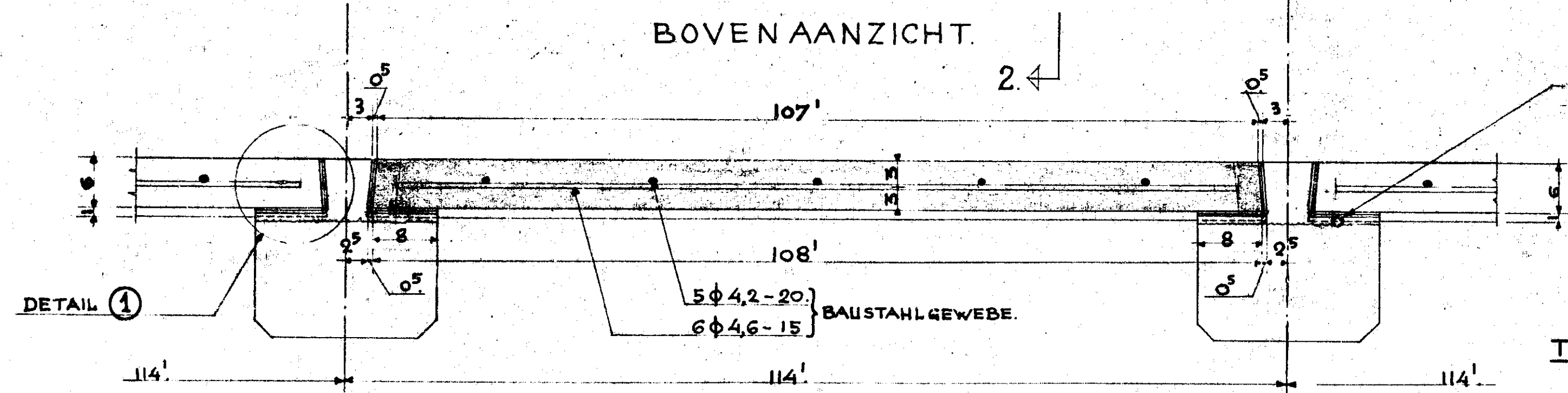
BUIS WERKT. OF 1. 7. 78. Houten.

N.V. NEDERLANDSCHE SPOORWEGEN		AFDELING BETONBOUW	
DIENST VAN WEG EN WERKEN		BESTEK	
HERSTELLING EEN'S WEGDUT 15 ROTTTERDAM 2006 28 % 42		OP 1 TEK	AFDELING BETONBOUW
		NR 10513 NS	NAAM DATUM
BETONTEK EINDVELD 42 MET REINIG- EN RIJSGEGELDEK		AFGEVOERD VBI LIGTING	
SCHAAL 1:50		LIRECHT:	
OPP. 3760 4198	COERING 425/400/16/300/16/336/16 KOOTE LADE AAR	PLAAT NW 3 NY	
		11	

N.V. HET SPOORWEGBOUW BEDRIJF LIRECHT. WERK R. 65, DACH 30



DOORSNEDE 2-2.

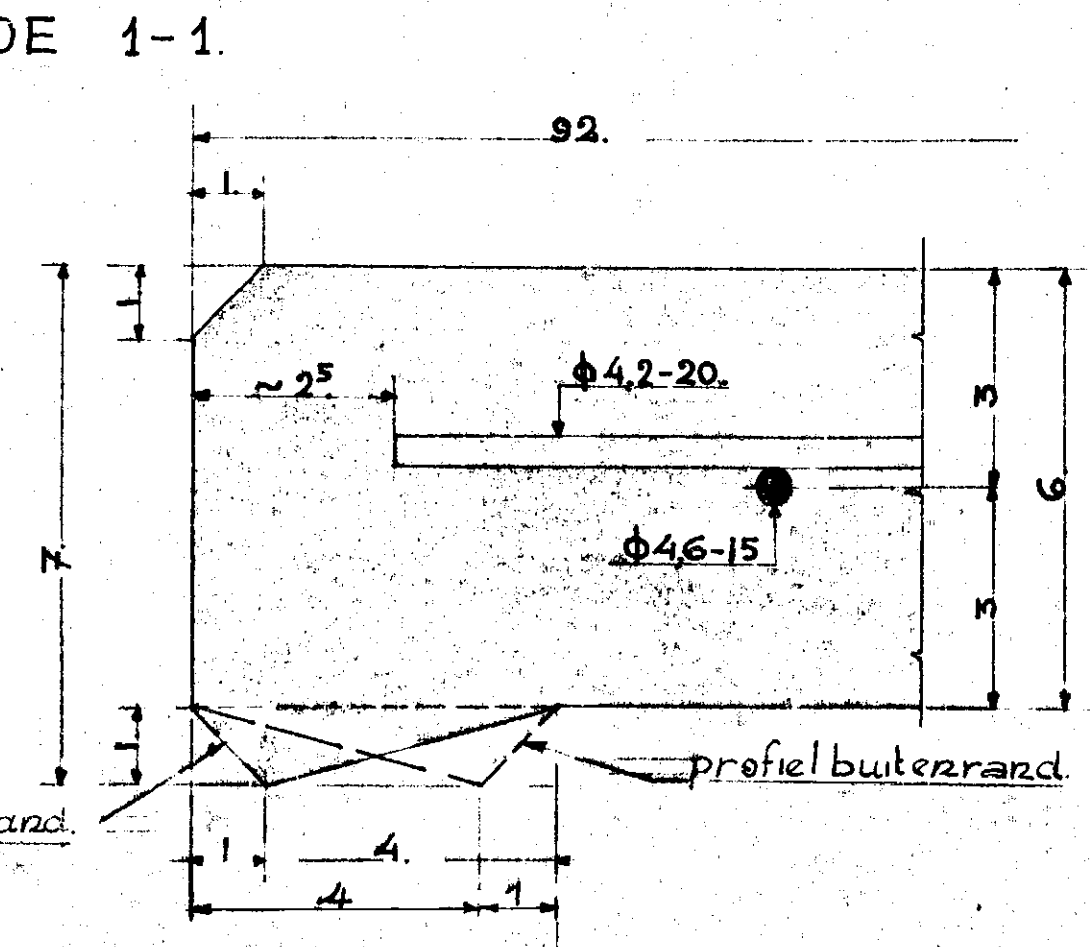
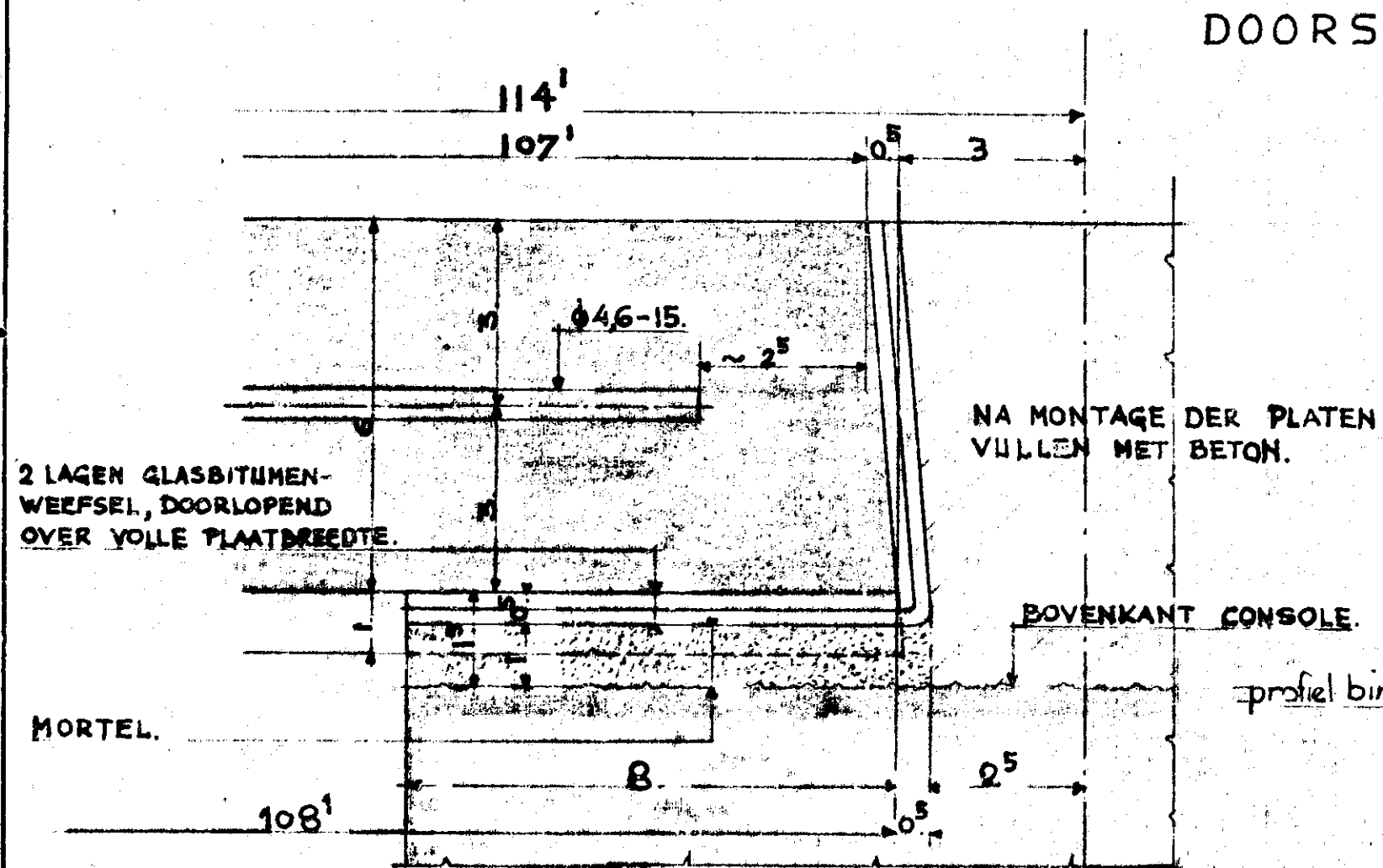


BIJ ELECTRIFICATIE PORTALEN : PLASTIC PUP INW. Ø 12 MM.
OOK DOOR KEERWANDPAALTJES VOEREN. T.B.V. PAAL-SPS-VERBINDING.
DAAR DE MORTEL ~ 2 CM DIK MAKEN I.P.V. 1 CM.

TYPE 1.
AANTAL : 210.

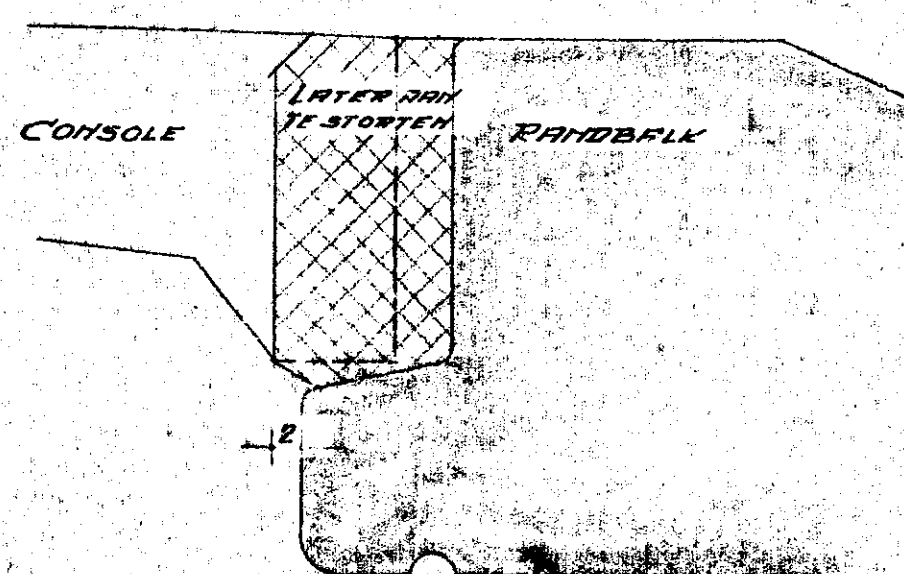
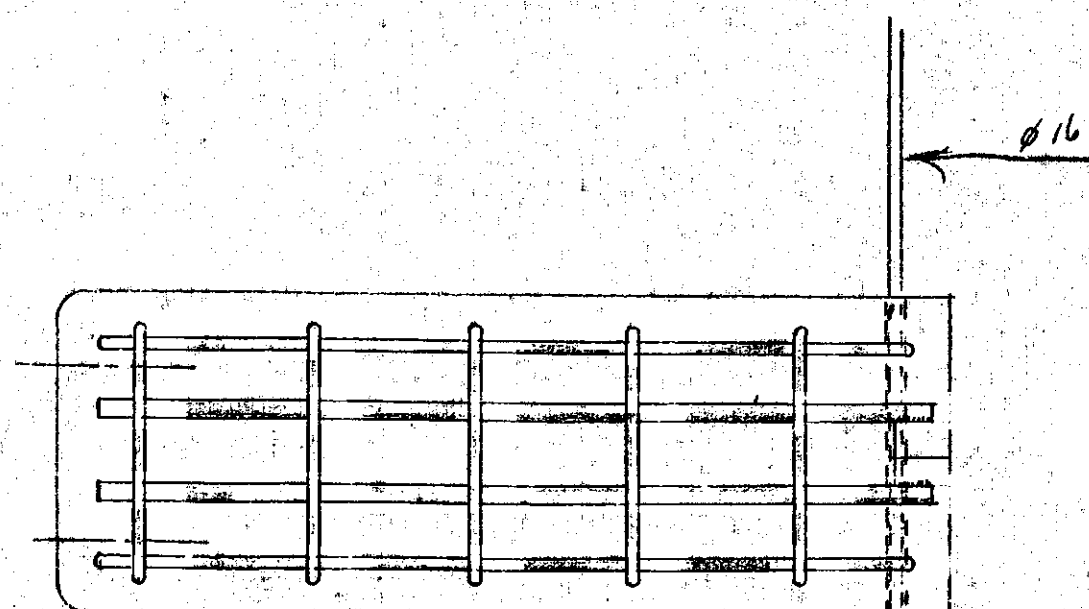
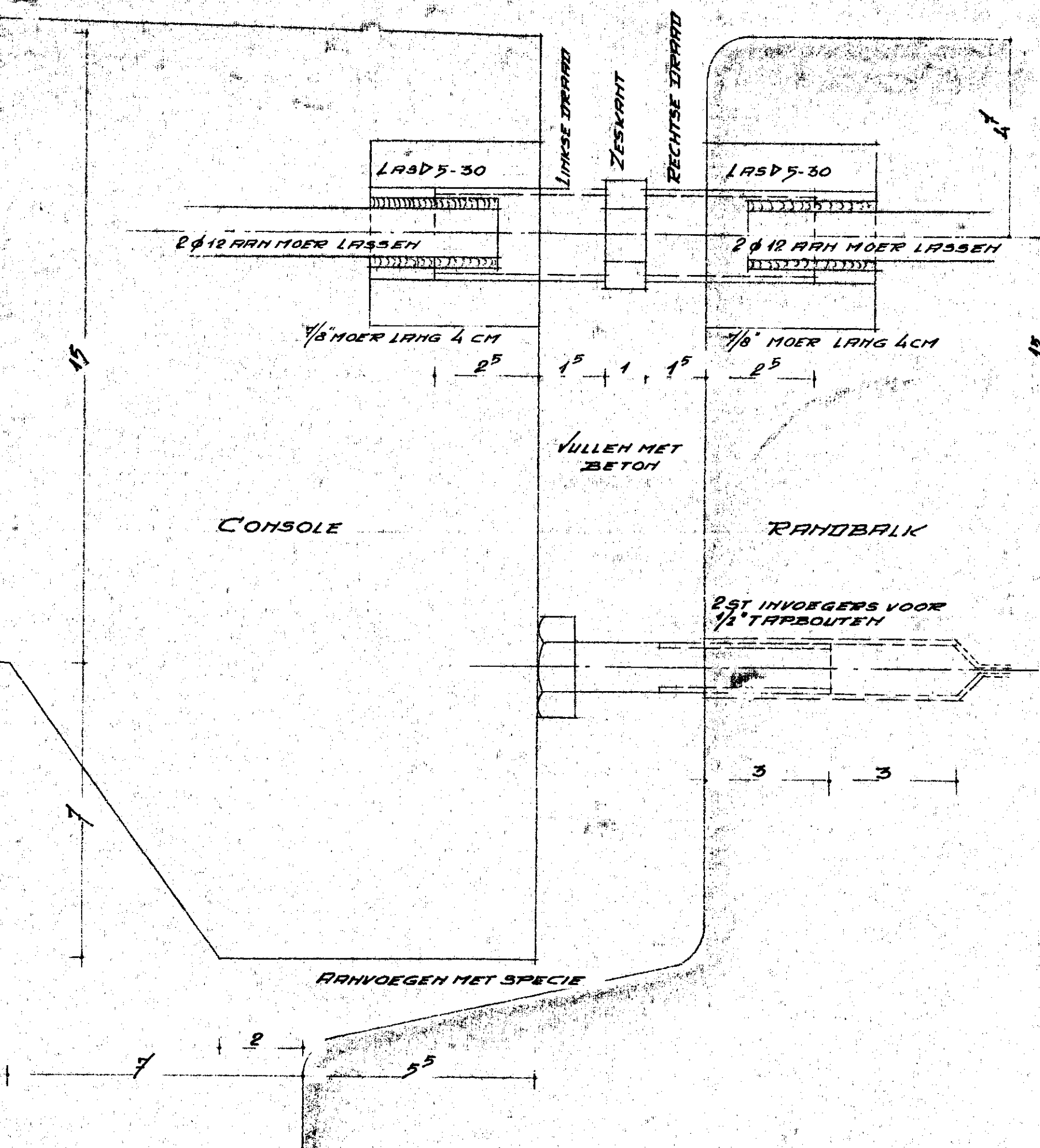
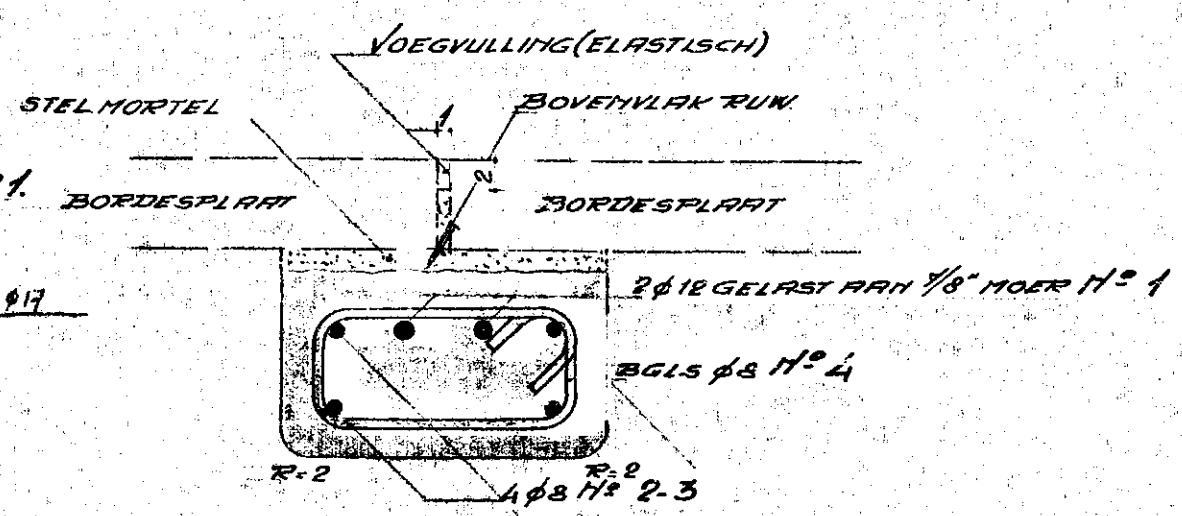
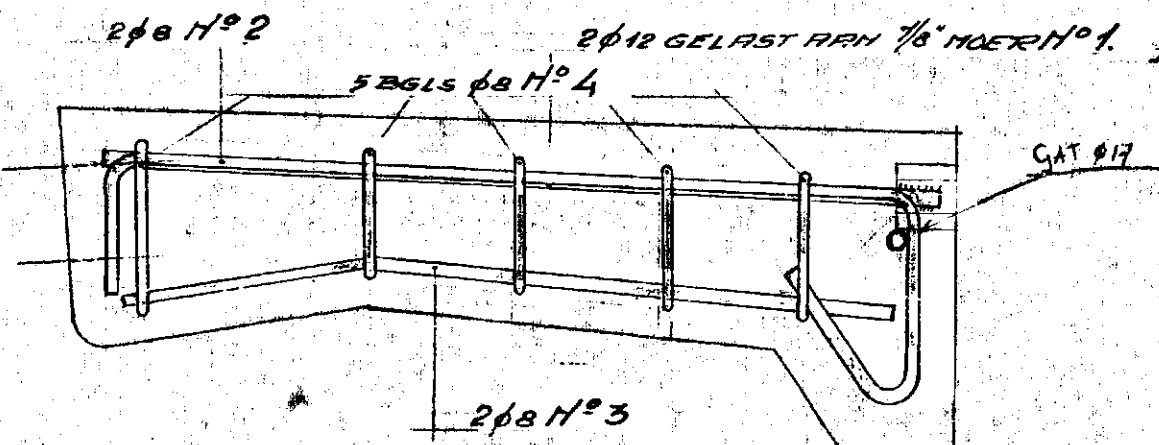
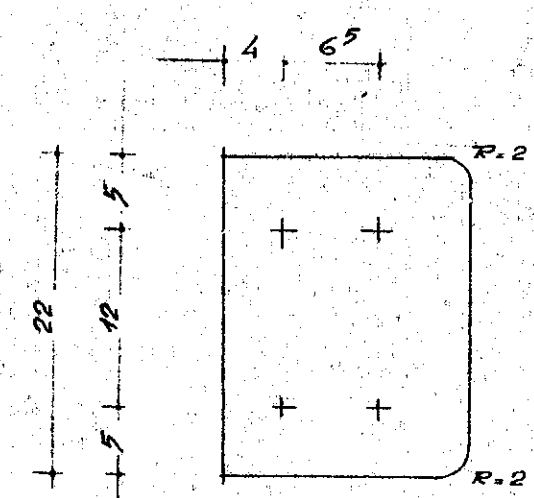
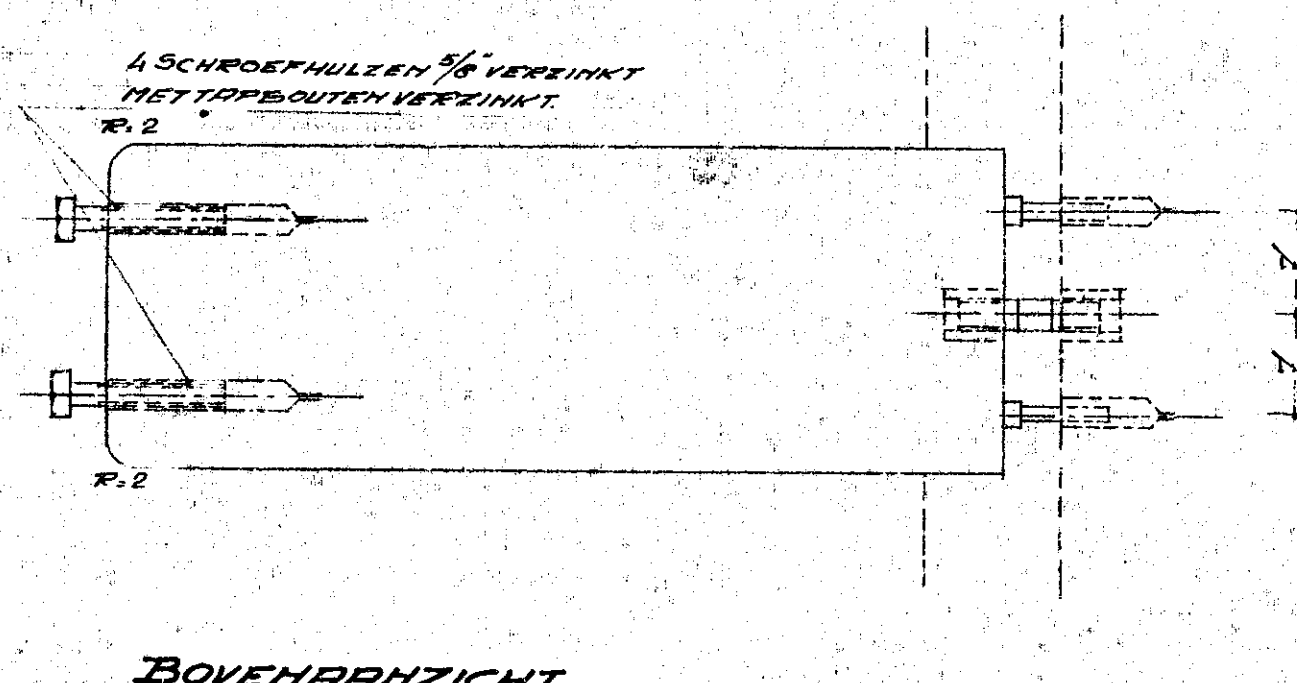
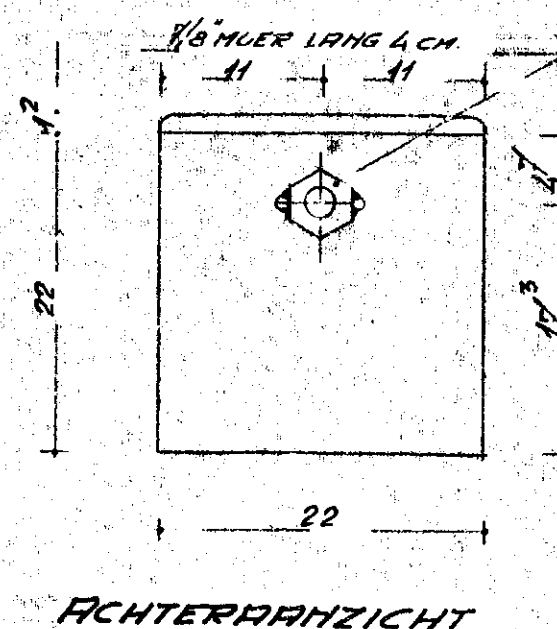
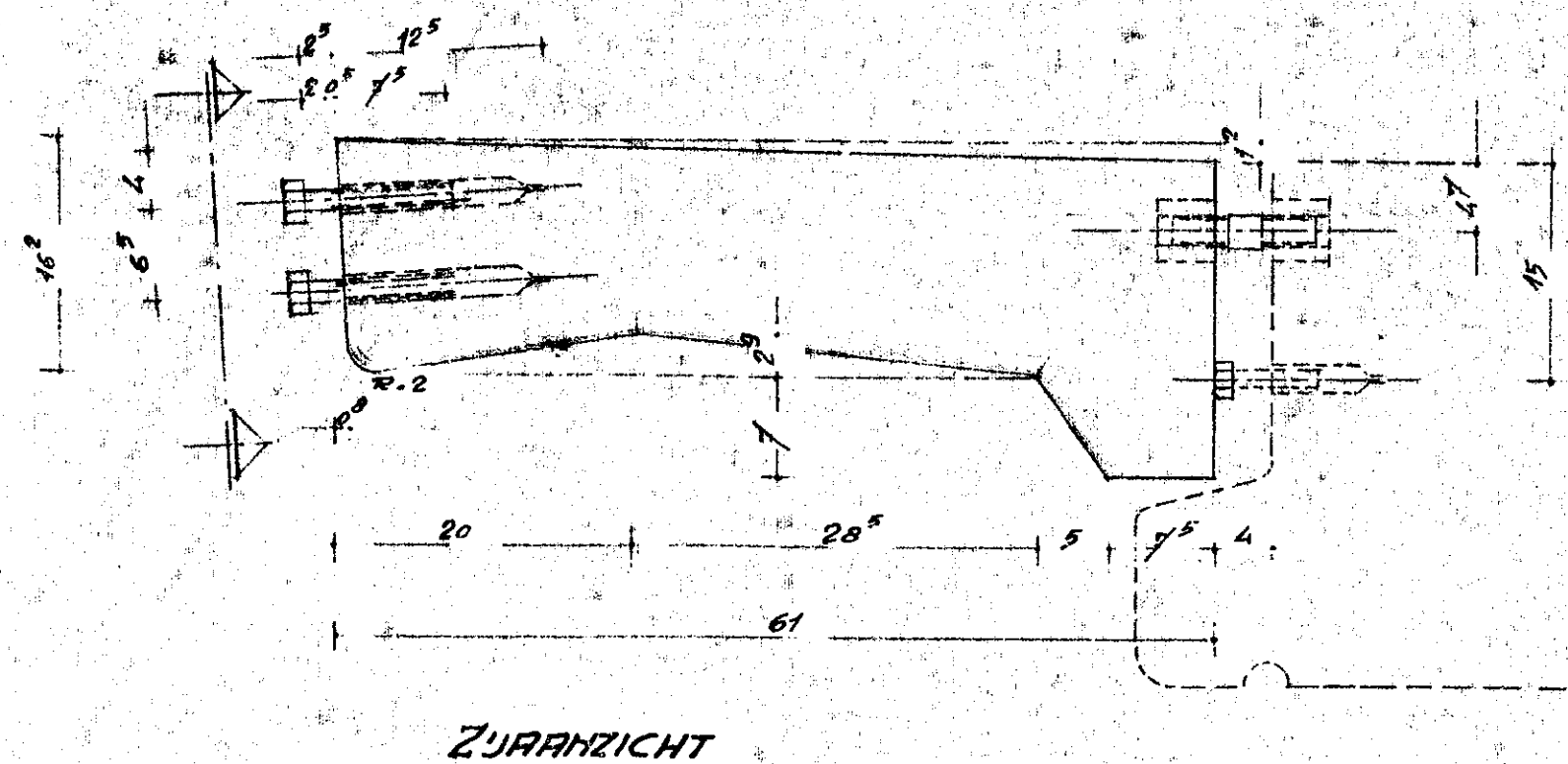
TYPE 2 ALS TYPE 1 DOCH LENGTE VAN 114' WORDT 123'.
AANTAL : 4.

MATEN IN CM.



IR B.BREUNESSE, C.I.
RAADGEVEND INGENIEUR, LID O.N.R.I.
SONDERDANKSTRAAT 1. DEN HAAG.
TEL. 721300.

Detail 2 gewijzigd		Rvds	26.6.58
No	VAK	OMSCHRIJVING VAN DE VERZICHTIG	NAAM DATUM GEZ
N.V. NEDERLANDSCHE SPOORWEGEN			
DIENST VAN WEG EN WERKEN AFD. BETONBOUW			
HERSTELLING Z.H.E.S-VIADUCT TE		BESTEK	10.6.58
R'DAM. BOOG (28) t/m. BOOG (42)		12 1051 B. NO	10.6.58
BORDESPLATEN.		AFGEVOERD VOOR LINGERING	NAAM DATUM GEZ
SCHAAL: 1:1 ; 1:5.		KONER	LADE
OPP. 3560 cm²	CODE: 421	111	K.O.142
Techn. code	Geogr. code	Werk. of km	Object code
		596	16 5



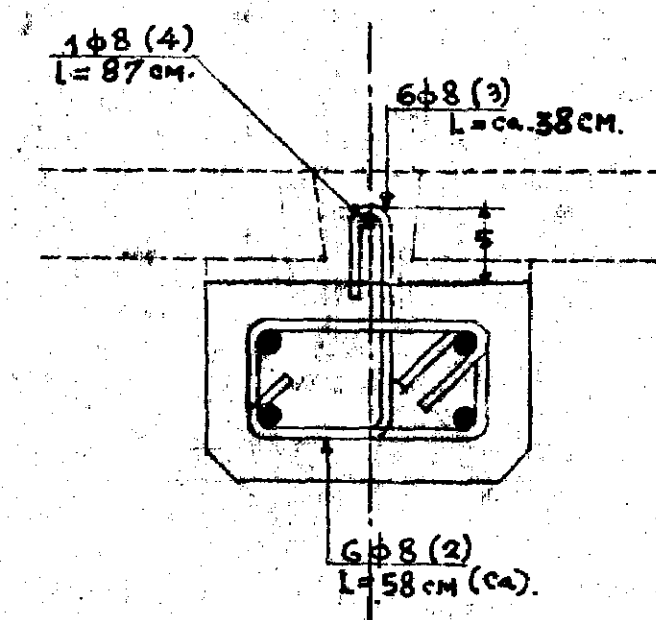
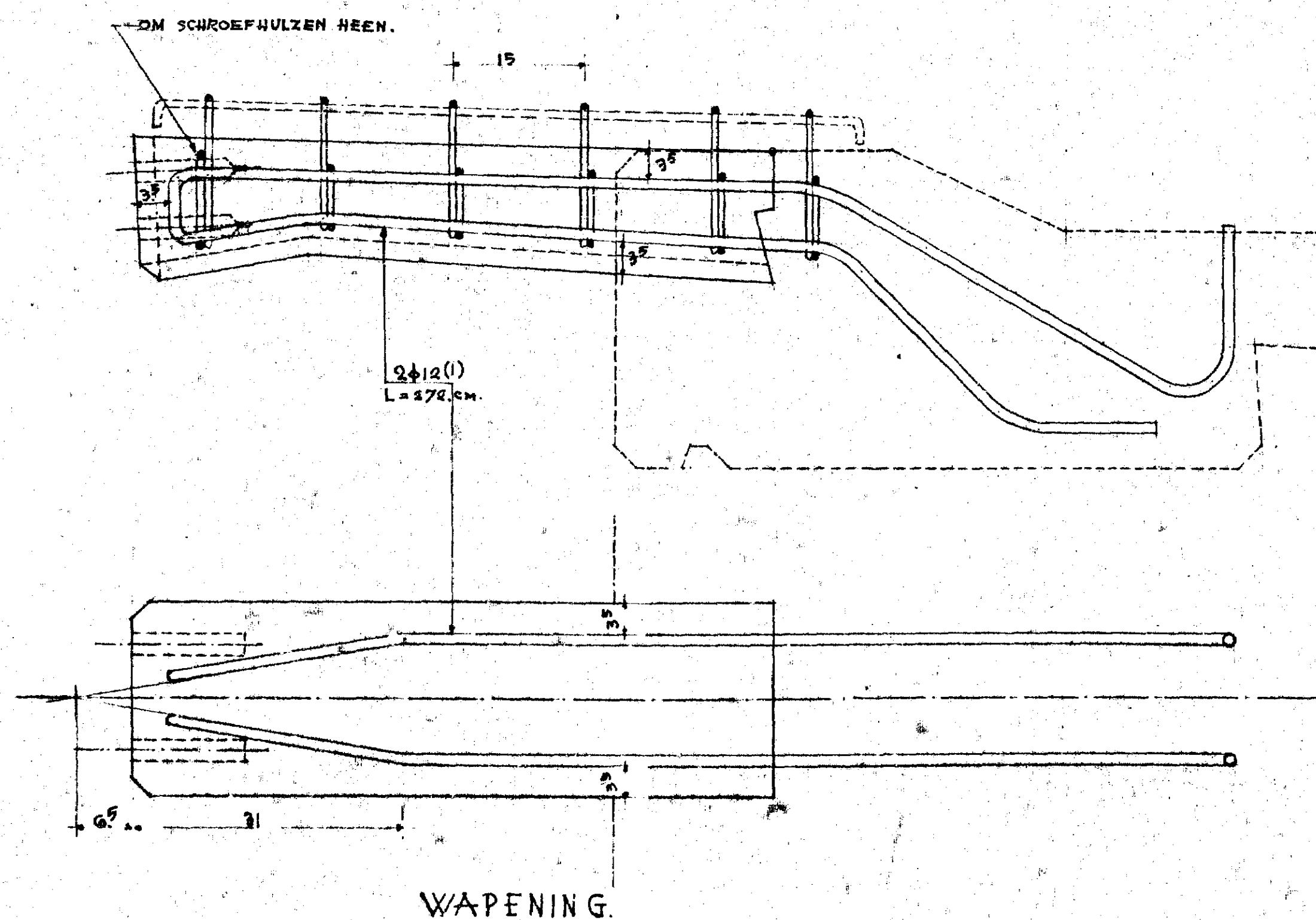
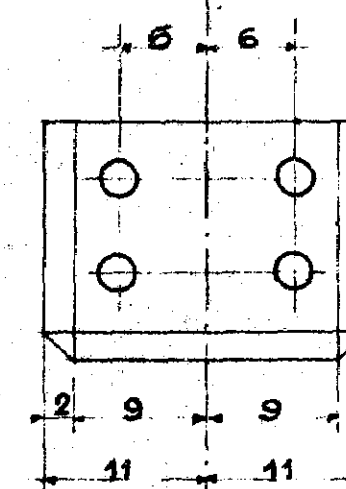
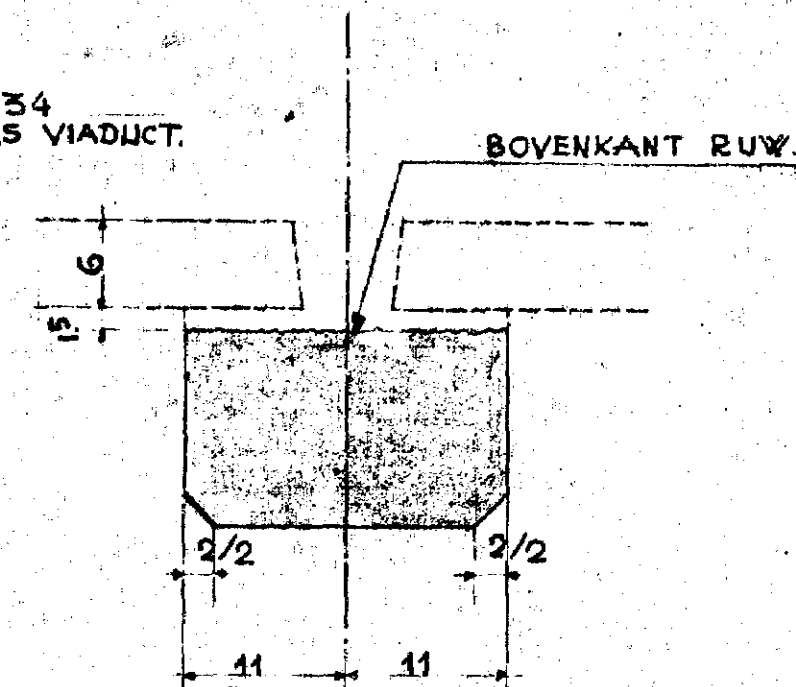
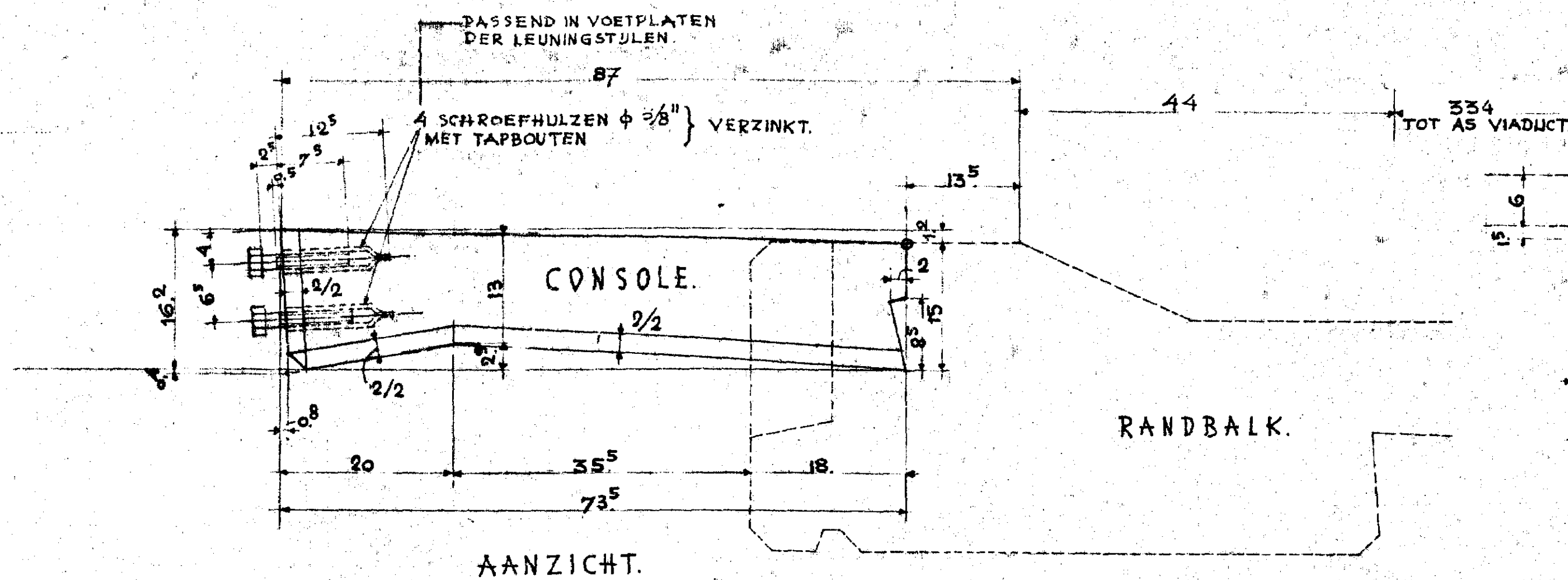
WAPENING CONSOLE
DEKKING 2CM OP DE BEUGELS

DETAIL CONSOLE~BEVESTIGING

VOOR REVISIE AKKOORD
16-9-1965

421	111	K.O. 656	591	8
Id	Id	Id	Id	Id

Nuz. 102 p. 2 W32. H 1		STELLING VERWIJDERD WAPENING		G.L. 25-5-59 G.L. 18-2-59	
N.V. NEDERLANDSCHE SPOORWEGEN DIENST VAN WEG EN WERKEN ADELING BETONBOUW					
HERSTELLING Z.H.E.S. VINDUCTRDAN		BESTEK		GET. 18-2-59	
		No 1051 ^c NS		REV.	
PREFAB BETONCONSOLE MET MOERBEVESTIGING		AFGEGEVEN V/D UITVOERING		NAAM DATUM	
SCHAAL 1:5 1:1		UTRECHT		23/11/59	
OPP. CODERING 499 / 1101 / 35 1051 / 596 / 8		BLAD		WW 3	
3264 cm ²	KOKER	LADT	8	12	
	D.O.S.S.	WJ BRIEF			
H.V.H.T. SPOORWEGBOUWBEDRIJF TE UTRECHT R639 ARCH. 2159					



IR B. BREUNESSE, C.I.
RAADGEVEND INGENIEUR, LID ONR.I.
SONDERDANKSTRAAT 1, DEN HAAG.
TEL. 721300.



No		VAR		OFSCHRIJVING VAN DE WERKING		NAAM	DATUM	GEZ.
N.V. NEDERLANDSCHE SPOORWEGEN						26-6-58		
DIENST VAN W.G. EN WERKEN						AFD. BETONROUW		
HERSTELLING ZHES-VIADUCT RDAM						BESTEK		
PREFAB BORDESCONSOLES						NO 1051 B.N.S.		
MET WAPENING.						AFGELEID VAN		
						UITVOERING		
						AFGELEID VAN		
						UITVOERING		
SCHAAL: 1:5.						KOKER		
LAGE								
OPR. 3528 cm ²	CODE: 421	III	K.O. 12	596	14	3		
Techn. code	Geoor. code	Werk. af. km.	Object. code	Rid.				

Titel : De Hofbogen te Rotterdam

Rapportnummer : 40245-BER-08

Bijlage 2 Wapeningsberekening bordesvloer

De wapeningsberekening van de bordesvloer is uitgevoerd met behulp van een Excel-sheet. De uitvoer is in deze bijlage opgenomen. De uitvoer bestaat uit 4 pagina's.

1 Toetsing rechthoekige betondoorsnede - volgens EC2

1.1 Input

Input: f_{ck} [N/mm²]=karakteristieke cilinderdruksterkte van beton= 28,0

f_{yk} [N/mm²]= karakteristieke vloeigrens van betonstaal= 240,0

Krachtswerking op hoofdwapening:

Md	B	H
[kNm]	[mm]	[mm]
	920	60

Aanwezige hoofdwapening:

diam1	n1	diam2	n2	c
[mm ²]	[st]	[mm ²]	[st]	[mm]
4,6	6,00	0	0	25,4

Krachtswerking dwarskracht:

Vd	B	H
[kN]	[mm]	[mm]
	920	60

Aanwezige verticale dwarskrachtwapening:

diam.bgls	n-snedes	s= h.o.h.
[mm]	[st]	[mm]
0	0	0

Aanwezige schuine dwarskrachtwapening:

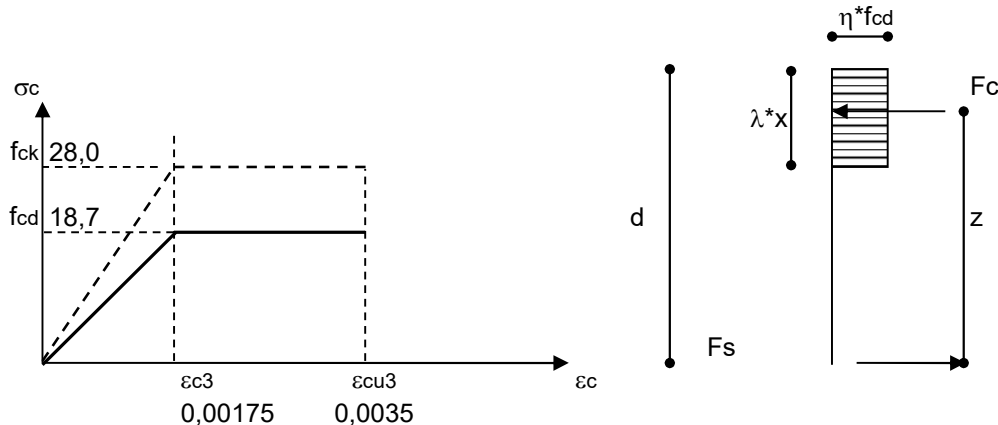
diam.	n-snedes	s= h.o.h.
[mm]	[st]	[mm]
0	0	0

Voor input van diverse parameters zie onderstaande paragrafen.

1.2 Bepaling opneembare momenten

Rechthoekige doorsnede

art. 3.1.7 beton



$\lambda =$ 0,8 voor $f_{ck} \leq 50$ Mpa
 $\eta =$ 1,0 voor $f_{ck} \leq 50$ Mpa

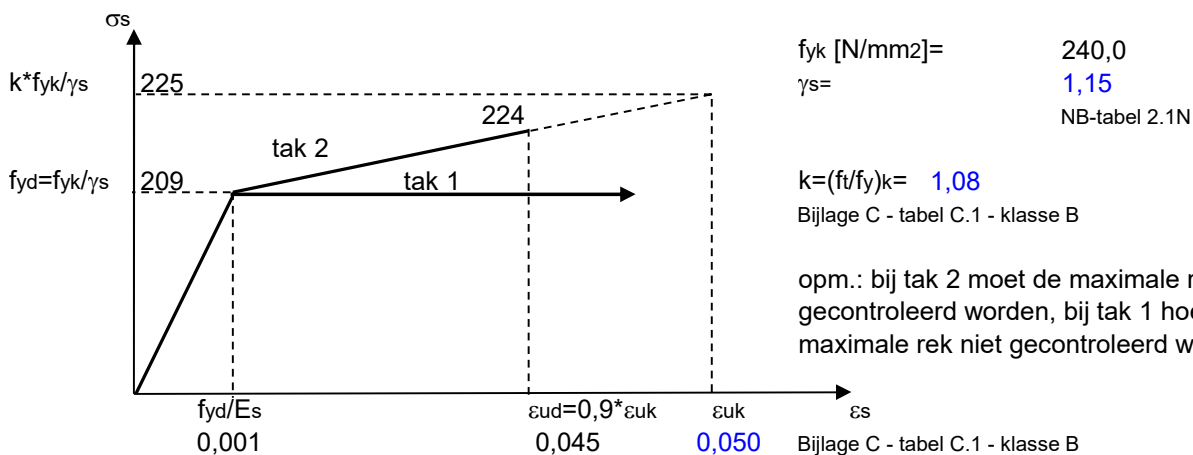
art. 3.1.6 f_{cd} [N/mm²] = rekenwaarde van druksterkte van beton = $\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$ 18,7

f_{ck} [N/mm²] = karakteristieke cilinderdruksterkte van beton = 28,0

$\alpha_{cc} =$ 1,00 NB-3.1.6

$\gamma_c =$ 1,5 n.b. voor buitengewone situaties $\gamma_c = 1,2$ NB-tabel 2.1N

art. 3.2.7 betonstaal



In eerste instantie wordt gerekend met tak 1. Als de rek van de staven kleiner of gelijk is aan ϵ_{ud} wordt ook gerekend met tak 2.

E_s [N/mm²] = 2,00E+05 3.2.7

1.2.1 Opneembaar moment hoofdwapening

B [mm]= 920
H [mm]= 60

Aanwezige wapening:

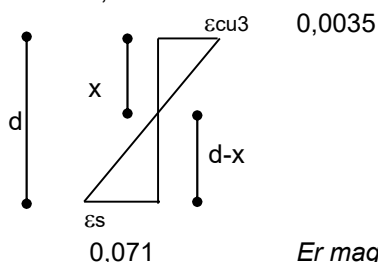
diam1 [mm2]	n1 [st]	diam2 [mm2]	n2 [st]	B [mm1]	Asa [mm2]	f _{yd} [N/mm2]	F _s =Asa*f _{yd} [kN]	c [mm1]	diam.gem [mm1]	diam.bgls [mm1]
4,6	6,00	0	0,00	920	100	209	20,8	25	4,6	0,0

Met $\Sigma H=0$ volgt $F_c=F_s$, zodat F_c [kN]= 20,8
 $F_c = \lambda * x * \eta * f_{cd} * B$, hieruit volgt x [mm]= $F_c / (\lambda * \eta * f_{cd} * B) = 1,5$
 d [mm]= $H - c - \text{diam.bgls} - \text{diam.gem} / 2 = 32,3$
 z [mm]= $d - 0,5 * (\lambda * x) = 32$

M_u [kNm]= $F_s * z = 0,66$

Toetsing hoogte drukzone : NB-6.1(8)
 $x_u/d \leq 500 / (500 + f)$ voor $f_{ck} \leq 50$ N/mm²
 $f_{\text{max}} = f_{yd} * A_s / A_s = f_{yd}$ [N/mm²] = 224
 d [mm]= 32,3
 $x_u/d = 0,69$ U.C.
 x_u [mm]= 22 **0,07**

De rek in het betonstaal ϵ_s is;



Er mag NIET gerekend worden met tak 2

Berekening met tak 2

Bij ϵ_s van 0,071 is de maximaal toelaatbare staalspanning f_{yd} [N/mm²] 232,6
 F_s [kN]= $A_{sa} * f_{yd} = 23,2$
 $F_c = \lambda * x * \eta * f_{cd} * B$, hieruit volgt x [mm]= $F_c / (\lambda * \eta * f_{cd} * B) = 1,7$
 d [mm]= $H - c - \text{diam.bgls} - \text{diam.gem} / 2 = 32,3$
 z [mm]= $d - 0,5 * (\lambda * x) = 32$

M_u [kNm]= $F_s * z =$ **tak 2 mag NIET gebruikt worden**

1.3 Bepaling opneembare dwarskracht

B [mm]= 920

H [mm]= 60

1.3.1 Opneembare dwarskracht door beton

art. 6.2.2 $V_{Rd;c} [kN] = [C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$ 14,3 RBK 1.1
met een minimum van $V_{Rd;c} [kN] = (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$ 15,6
met een minimum van $V_{Rd;c} [kN] = (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$ 31,3 RBK 1.1

$\gamma_c =$ 1,5 n.b. voor buitengewone situaties $\gamma_c = 1,2$ NB-tabel 2.1N

$C_{Rd;c} = 0,18 / \gamma_c =$ 0,12 NB-6.2.2

$f_{ck} [N/mm^2] =$ karakteristieke cilinderdruksterkte na 28 dagen= 28,0

d [mm]= 32

$k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2,0$ met d in mm $f_{yk} [N/mm^2] = 240,0$
 $k = 2,00$

$k_1 =$ 0,15 NB-6.2.2

$k_p =$ 1,2 6.2.2 RBK

$A_{sl} [mm^2] =$ oppervlakte trekwapening welke $\geq (l_b + d)$ voorbij de beschouwde doorsnede doorloopt= 50

diam1 [mm2]	n1 [st]	diam2 [mm2]	n2 [mm2]	A_{sl} [mm2]
4,6	6	0	0	100

$b_w [mm] =$ 920

$\rho_1 = A_{sl} / b_w * d \leq 0,02$ $\rho_1 = 0,0017$

$\sigma_{cp} [N/mm^2] = NED / A_c < 0,2 * f_{cd}$ A_c is oppervlakte van de betonddoorsnede $\sigma_{cp} [N/mm^2] =$ 0,0

$NED [N] =$ 0 NED is de normaalkracht in de doorsnede t.g.v. belasting op voorspanning

$v_{min} = 0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} =$ 0,52 NB-6.2.2

$v_{min} = 0,83 * k_p^{3/2} * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} / f_{yk}^{1/2} =$ 1,05 RBK-6.2.2