

ministerie van verkeer en waterstaat

rijkswaterstaat

directie bruggen

hoofdafdeling betonconstructies en
wegontwerp
Normalisatie Commissie

**regenwaterafvoer
deel II
afvoergoten en putten**

RIJKSWATERSTAAT

directie Bruggen
Hoofdafdeling Betonconstructies
en Wegontwerp

NORMALISATIECOMMISSIE

REGENWATERAFVOER

Deel II: Afvoergoten en putten

Ing. F.A. Peeters
Ing. J.J. Demmers

INHOUDSOPGAVE

	Blz.
1 Inleiding	3
Verklaring symbolen	4
2 Regenwater	5
2.1 Te verwachten hoeveelheden	5
2.2 Afvoerkromme voor vlakken in een constante helling	7
2.3 Afvoerkromme voor vlakken in een constante verticale boogstraal	8
3 Wegen	9
3.1 Categorie-indeling volgens RONA	9
3.2 Normaal-dwarsprofielen autosnelwegen op kunstwerken	10
3.3 Normaal-dwarsprofielen <u>niet</u> -autosnelwegen op kunstwerken	11
4 Tussenafoeren	12
4.1 Toepassingscriteria	12
4.2 Vlakke platen	12
4.3 Capaciteit van goten	13
4.3.1 Goten langs de schamprand van bruggen in autosnelwegen	13
4.3.2 Goten langs de schamprand van bruggen in <u>niet</u> -autosnelwegen	17
4.4 Capaciteit tussenafoeren	20
4.4.1 Tussenafoerputten	21
4.5 Plaatsbepaling	22
4.5.1 Grafisch	22
4.5.2 Rekenkundig	25
5 Eindafvoeren	26
5.1 Afvoergoten	26
5.1.1 Gootelementen met roosters	27
5.1.2 Verholen goten	32
5.1.3 Verholen goten met roosters	33
5.2 Afvoerputten	34
5.2.1 Prefab-putten met zandvang	34
5.2.2 Prefab-putten zonder zandvang	35
5.2.3 Putten naar maat	35
5.3 Overzicht; toe te passen aantal goten en putten	37
6 Waterbeheersing in tunnels	38
6.1 De maatgevende regenbui	39
6.2 Tunnel van regionaal belang, rekenvoorbeeld	42
6.2.1 Capaciteitsberekening put en afvoerbuis	42
6.2.2 Capaciteitsberekening pompput	44
6.2.3 Berging t.b.v. de startvertraging van pompen	46
6.3 Tunnels met korte toe- en afritten	48
7 Technische aspecten	49
7.1 Tussenafoeren	49
7.2 Eindafvoeren	53
7.2.1 Minimale gootlengte bij <u>niet</u> -haakse beëindigingen	57
7.2.2 Gatpercentage roosters	58
7.2.3 Standaarddetails hemelwaterafvoer	59

1. INLEIDING

Regenwaterafvoer

Bovenstaand onderwerp is behandeld in twee boekwerken:
deel I : neerslaghoeveelheden
deel II: afvoergoten en putten.

Zoals de naam reeds zegt, handelt deel I vooral over te verwachten neerslaghoeveelheden.
Met de neerslaganalyse van het KNMI, $H = 1,98 p^{0,54} t^{0,26}$, als basis zijn een aantal formules afgeleid waarmee het wateraanbod ter plaatse van verzamelpunten op eenvoudige wijze te berekenen is.

Deel II is een meer praktisch gericht boek. Het behandelt de methodieken waarop het water verzameld en afgevoerd kan worden.

De behandelde afvoersystemen zijn:

- a. Tussenafoeren; waar en wanneer toe te passen.
Op blz. 16 en 19 zijn tabellen opgenomen waarin aangegeven is wanneer tussenafoeren wenselijk of zelfs noodzakelijk zijn.
- b. Eindafvoeren;
type en aantal afvoergoten,
type en capaciteit afvoerputten, inclusief de daarop aan te sluiten buizen.
In tabel 4, blz. 37, is de samenstelling van eindafvoeren aangegeven in relatie tot het te verwachten wateraanbod.
- c. Pompputten.
Ofschoon in deel I reeds uitgebreid op deze materie is ingegaan, zijn in hoofdstuk 6 "Waterbeheersing in tunnels" nog enkele meer op de praktijk gerichte voorbeelden uitgewerkt.

Ter verduidelijking zijn in hoofdstuk 7 "Technische aspecten" nog een aantal principeschetsen opgenomen.
Voor de verdere uitwerking van deze schetsen wordt verwezen naar standaarddetail hemelwaterafvoeren: documentnr. SD-001-01/05.

Het boekwerk "afvoergoten en putten" bevat alle informatie die nodig is voor het ontwerpen van afvoersystemen. Deel I is alleen nog interessant voor degene die behoefte heeft aan meer achtergrondinformatie.

Verklaring symbolen

A	= oppervlakte doorsnede in m ²
B	= breedte afstroomvlak in m
b	= breedte, algemeen
g	= versnelling t.g.v. de zwaartekracht in m/sec ² (g = 10)
H	= hoogte neerslag in mm
H [*]	= hoogte neerslag in m/sec
h	= hoogte waterstroom in m
I	= inhoud berging in ltr.
i	= langshelling in perc.
k _c	= ruwheidsfactor
L	= lengte afstroomvlak in m
l	= lengte, algemeen in m
O	= omtrek in m
P	= periodiciteit
Q _a	= afvoercapaciteit in m ³ /s
Q _{go}	= afvoercapaciteit goten in m ³ /s
Q _{ro}	= afvoercapaciteit roosters in m ³ /s
Q _m	= max. hoeveelheid regenwater in ltr/s
Q [*] _m	= max. hoeveelheid regenwater, waarbij de breedte- invloed in de afstroomtijd is inbegrepen in ltr/s
Q _p	= pompcapaciteit in ltr/min
Q _r	= regenaanbod in ltr/sec
t	= waterhoeveelheid in ltr/sec
t	= tijdsduur in min.
t [*]	= tijdsduur in sec.
t _m	= tijdsduur van de max. regenbui in min.
t _p	= tijdsduur, waarbij de wateraanvoer is toegenomen tot Q _p (pompcapaciteit)
R	= hydraulische straal in m
r	= verticale straal bij gebogen vlakken in m
v	= stroomsnelheid in m/s
λ	= dwarshelling
μ	= instroomcoëfficiënt
ρ	= percentage-openingen in roosters

2 REGENWATER

2.1 Te verwachten hoeveelheden

In deel 1 zijn formules afgeleid om het maximale regenwateraanbod binnen een bepaalde periodiciteit te berekenen.

Voor bruggen en viaducten wordt uitgegaan van de meest intensieve regens die in een frequentie van 1 maal per 10 jaar voorkomen.

Formules voor het berekenen van de hoeveelheid af te voeren regenwater, regenduur en regenhoeveelheden zijn:

- voor het berekenen van de maximale hoeveelheid af te voeren regenwater bij brugdekken in een constante helling:

$$Q_m = 2,75 i^{0,34} B^{1,23} L^{0,32} \quad (\text{formule 2})$$

- voor het berekenen van de maximale hoeveelheid af te voeren regenwater bij brugdekken in een constante verticale boogstraal:

$$Q_m = 1,52 r^{-0,34} B^{1,23} L^{0,66} \quad (\text{formule 11})$$

- voor het berekenen van de maximale hoeveelheid af te voeren regenwater bij korte, brede rijdekken $B > \frac{L}{3}$

(formule 8)

$$Q_m^* = \left[Q_m^{-1,35} + \left(\frac{BL}{8,73} \right)^{-1,35} * \frac{B}{167,1} * f(i) \right]^{-0,74}$$

- voor het berekenen van de tijdsduur van de regenbui:

$$t_r = \left[\frac{0,1145 B \cdot L}{Q_r} \right]^{-1,35} \quad (\text{formule 4})$$

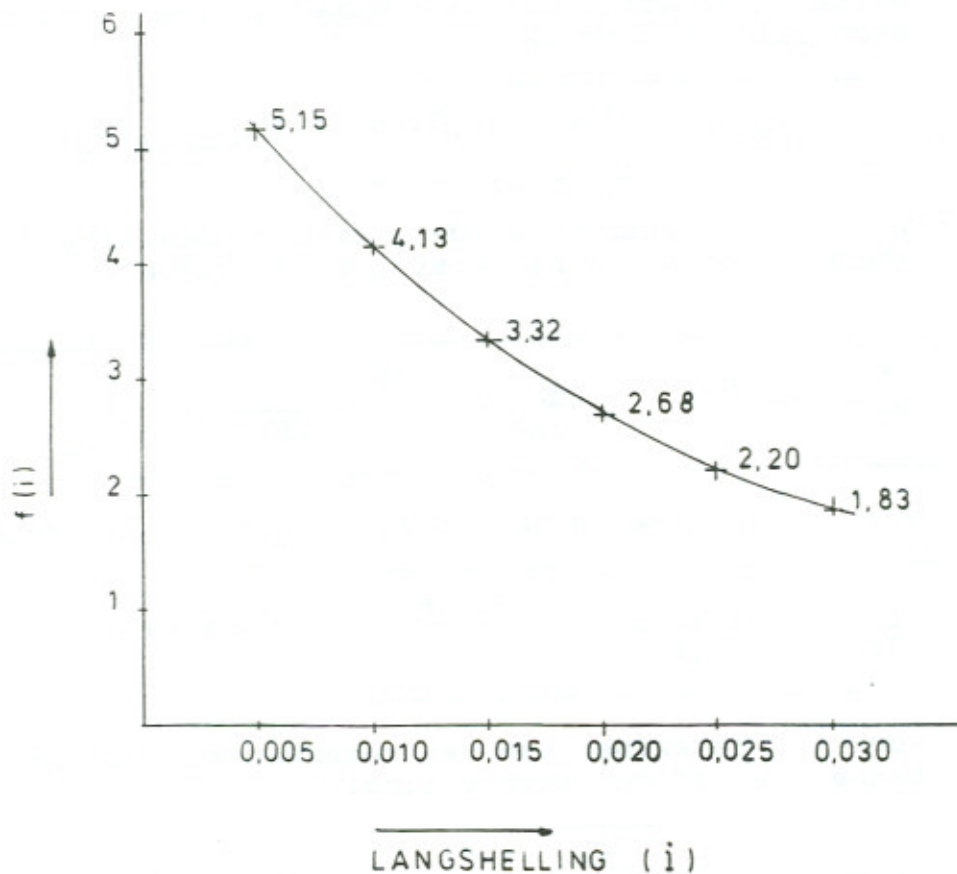
- voor het berekenen van het regenwateraanbod onafhankelijk van de langshelling:

$$Q_r = 0,1145 t^{-0,74} B \cdot L \quad (\text{formule 3})$$

- de formules 2 en 11 zijn afgeleid bij de evenwichtstoestand aanvoer = afvoer, zodat hiervoor geldt:

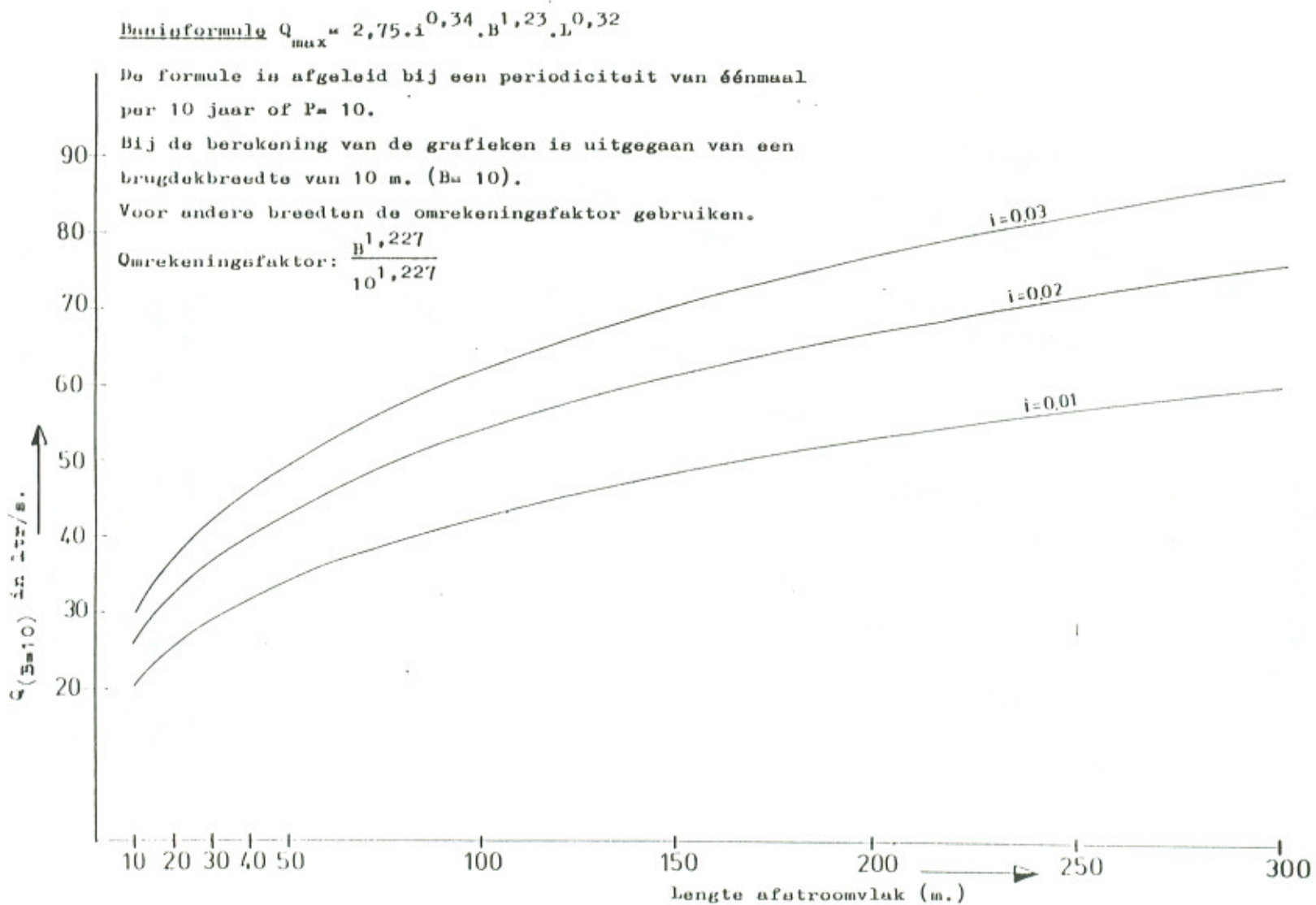
$$Q_r = Q_m$$

Symbolen: Q_m = maximale hoeveelheid af te voeren regenwater in ltr/s
 Q_r = regenaanbod in ltr/s
 i = langshelling
 r = verticale straal in m
 B = breedte afstroomvlak in m
 L = lengte afstroomvlak in m
 $f(i)$ = rekenfactor afhankelijk van de langs- en dwarshelling bij korte en zeer brede vlakken
 $f(i)$ { $i = 0,01 \rightarrow 4,13$
= { $i = 0,02 \rightarrow 2,68$
{ $i = 0,03 \rightarrow 1,83$



Figuur 1 grafische weergave $f(i)$ bij variabele langshelling

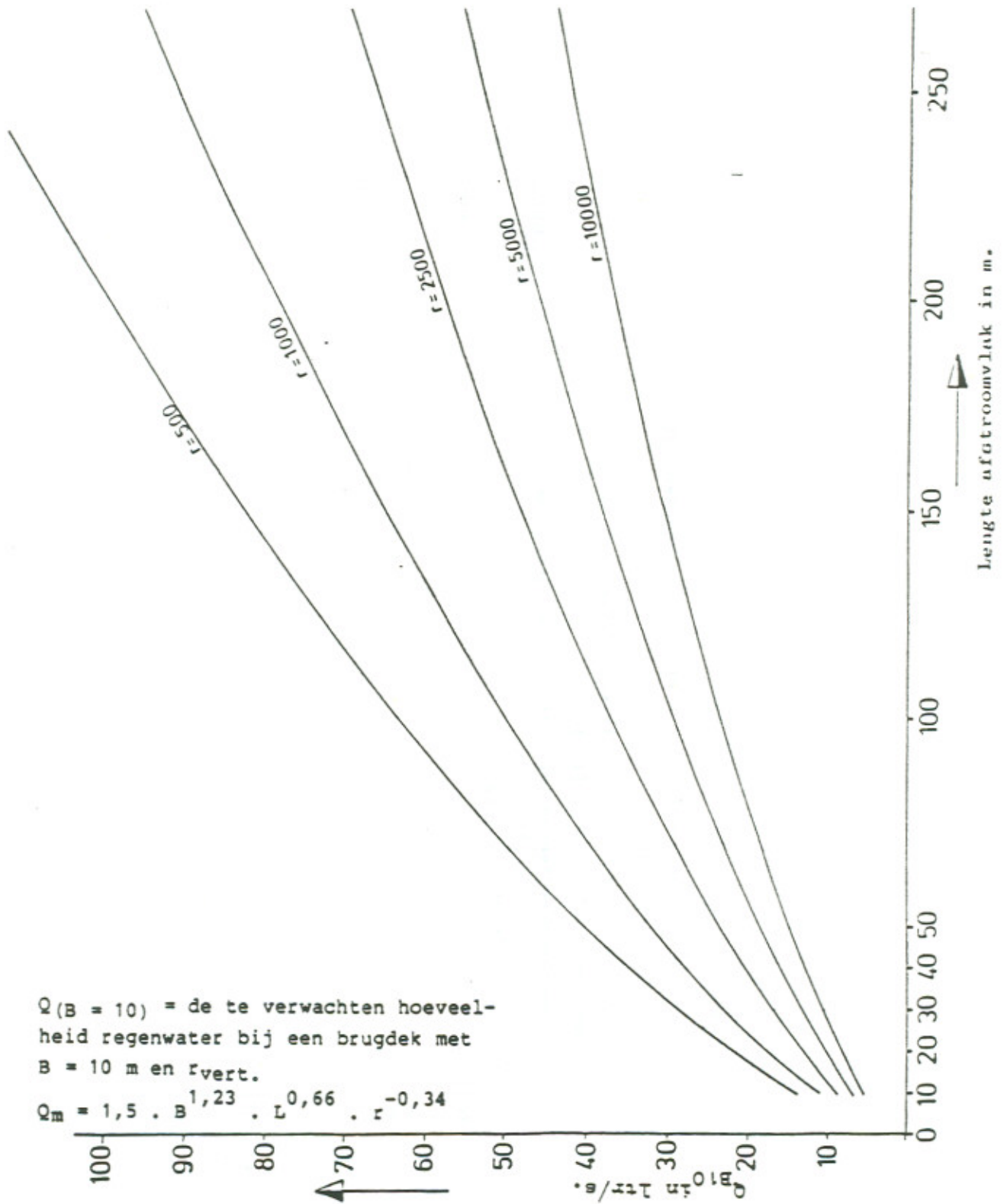
2.2 Afvoerkromme voor vlakken in constante helling



Figuur 2

2.3 Afvoerkromme voor vlakken in constante boogstraal

Top r_v op rijdek



Figuur 3

3 WEGEN
3.1 Categorie-indeling

WEGGEBRUIKER										ONTWERPER									
HOOFDCATEGORIE	CATEGORIE - AANDUIDING	Mogelijk aanwezig			Situatie			BENAMING	CATEGORIE	WEGOMGEVING	MAX. UUR- INTENSITEIT IN P.A.E.	ONTWERP- SNELHEID KM/UR	DUBBELBAANS	ENKELBAANS	ONGELIJKVORMIG	DEEL- PROFIEL	DEEL- PROFIEL	INDIENING WEGENET	INDICATIE NETWERKFUNCTIE
A		Motorvoertuigen die sneller kunnen en mogen dan 40 km/ur	Motorvoertuigen die sneller kunnen en mogen dan 40 km/ur	Motorvoertuigen die sneller kunnen en mogen dan 40 km/ur	Tegemoetkomend verkeer	Kruisend verkeer		AUTOSNELWEG	I	RURAAAL	1500 PER RUSTRUOK	120							Wegen met een belangrijke functie voor het lange afstandverkeer. Wegverbinding tussen belangrijke steden, landschaps en landschap.
								STADS-AUTOSNELWEG	II	URBAAN	1800 PER RUSTRUOK	90							Rondweg of onderdeel ervan met een belangrijke functie voor een stad of een agglomeratie.
B								AUTOWEG	III	RURAAAL	1000 PER RUSTRUOK	100							Weg met een functie voor het lange afstandverkeer of een stads-gewestelijke verbindingsweg.
								AUTOWEG	IV	URBAAN	1500 PER RUSTRUOK	80							Stads-gewestelijke verbindingsweg.
C								WEG MET GEHEEL OF GEDEELTELIJK GESLOTEN VERKEER (BIJ IEDER GEVAL VOOR (BROM-) FIETSEN)	V	ALLE SITUATIES	1400 PER RUSTRUOK	80							Weg van regionaal belang met een functie voor het lange afstandverkeer.
									VI	ALLE SITUATIES	900 PER RUSTRUOK	60							Weg van overwegend lokaal belang met een zekere verkeersfunctie.
D								WEG VOOR ALLE VERKEER	VII	ALLE SITUATIES	300 PER RUSTRUOK	≤ 60							Overige wegen, waaronder parallelwegen, met voornamelijk een ontlastingsfunctie en een geringe verkeersfunctie.
									VIII	ALLE SITUATIES	50 PER RUSTRUOK	—							Weg met zware ontlastingsfunctie.

1) Met een afzonderlijke rijstrook van ten minste 3,5 m breedte in beide richtingen.
2) Aan het karakter van de omgeving aangepaste ongelijkvloerse kruisingen kunnen ook voorkomen.

— = aanwezig of van toepassing

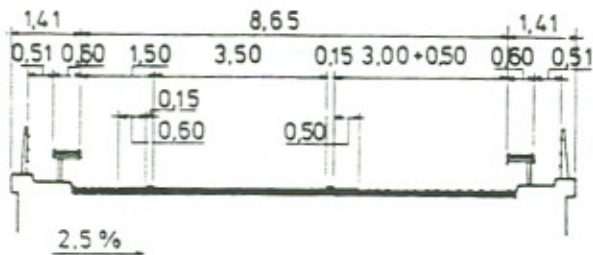
— = niet aanwezig en niet van toepassing

Commissie RONA - augustus 1985

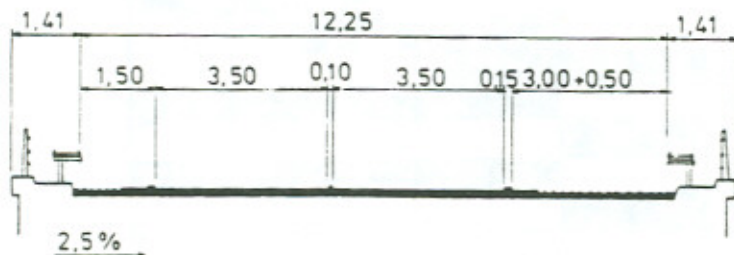
Categorie-indeling voor wegen buiten de bebouwde kom (augustus 1985)

Tabel 1

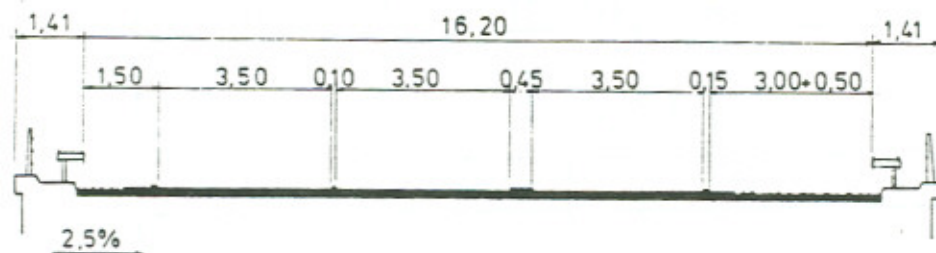
3.2 Normaal-dwarsprofielen autosnelwegen op kunstwerken Wegcategorie I en II



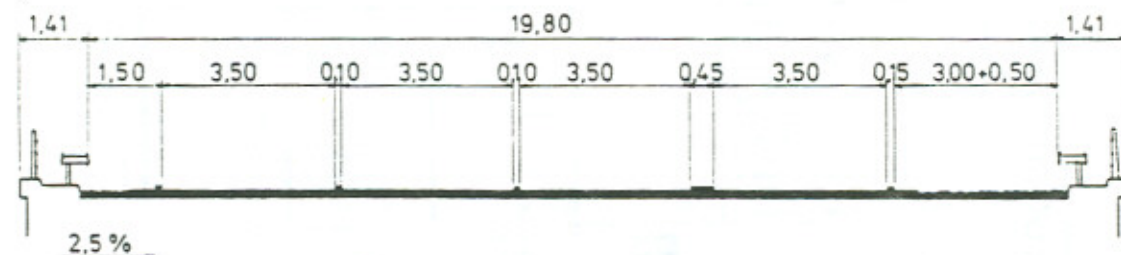
EENSTROOKS VERBINDINGSWEG MET VLUCHTSTROOK



TWEESTROOKS VERBINDINGSWEG MET VLUCHTSTROOK



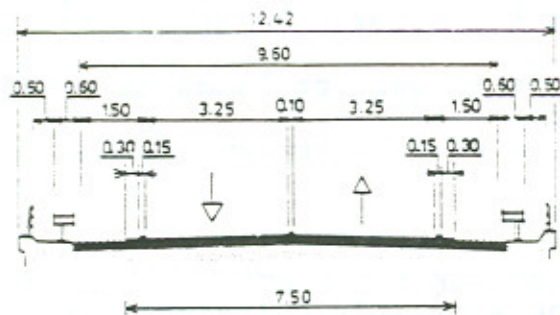
DRIESTROOKS VERBINDINGSWEG MET VLUCHTSTROOK



VIERSTROOKS VERBINDINGSWEG MET VLUCHTSTROOK

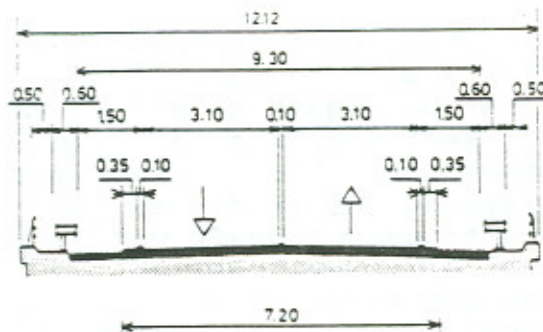
Figuur 4a t/m d

3.3 Normaal-dwarsprofielen niet-autosnelweg op kunstwerken



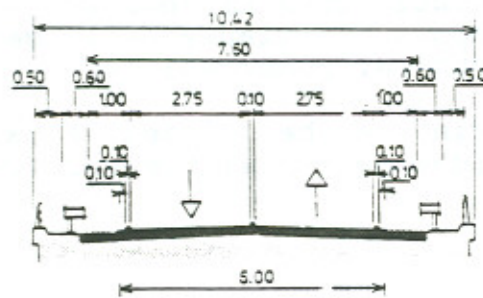
Ontwerpsnelheid 100 km/h

CATEGORIE III.



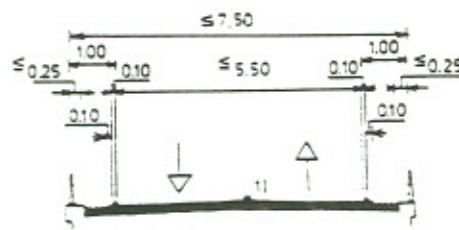
Ontwerpsnelheid 80 km/h

CATEGORIE IV, V.



Ontwerpsnelheid 60 km/h

CATEGORIE VI.



Ontwerpsnelheid ≤ 60 km/h

CATEGORIE VII, en VIII.

Figuur 5a t/m d

4 TUSSENAFVOEREN

4.1 Toepassingscriteria

Tussenafoeren dienen over het algemeen toegepast te worden als:

- a. de langshelling van het afstroomvlak gering is ($i < 0,005$), zodat het water onvoldoende tot afstroming komt;
- b. de capaciteit van de afvoergoot langs de schamprand overschreden wordt;
- c. de capaciteit van de eindafvoer onvoldoende is.

4.2 Vlakke platen

Bij vlakke platen, maar ook bij platen in een zeer flauwe helling zijn de afgeleide formules voor Q_{max} niet meer te gebruiken. Immers is de helling 0,0 dan is ook Q_{max} 0,0.

De grondslag aanvoer = afvoer gaat dan niet meer op. Er is wel aanvoer, maar er is geen afvoer.

Voor de aanvoer dient dan uitgegaan te worden van de berekeningsregen of berekeningsintensiteit van 120 ltr/s.ha. Deze regenhoeveelheid komt overeen met een regenbui volgens de neerslaganalyse die éénmaal in de 10 jaar voorkomt en een tijdsduur heeft van 32 minuten.

De berekeningsregen van 120 ltr/s.ha dient als ondergrens aangehouden te worden voor Q_{max} . Daarom is controle achteraf noodzakelijk. Daar slechts bij zeer flauwe hellingen ($i < 0,005$) Q_{max} kleiner kan zijn dan 120 ltr/s.ha is ook slechts bij flauwe hellingen ($i < 0,005$) controle achteraf noodzakelijk.

Een behoorlijke afwatering van het rijdek is dan alleen te bereiken met een voldoende aantal tussenafoeren.

4.3 Capaciteit van goten

4.3.1 Goten langs de schamprand van bruggen in autosnelwegen

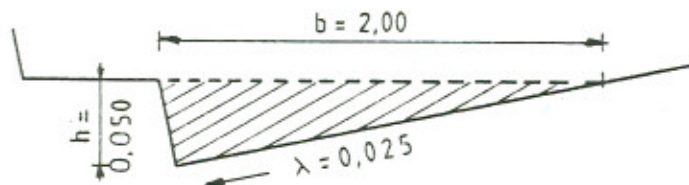
Type I Volledige vulling langs de schamprand.

$$Q = 0,252 \sqrt{i}$$

$$i = 0,01 \rightarrow Q = 0,025 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$i = 0,02 \rightarrow Q = 0,036 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$i = 0,03 \rightarrow Q = 0,044 \text{ m}^3/\text{s}$$



Figuur 6

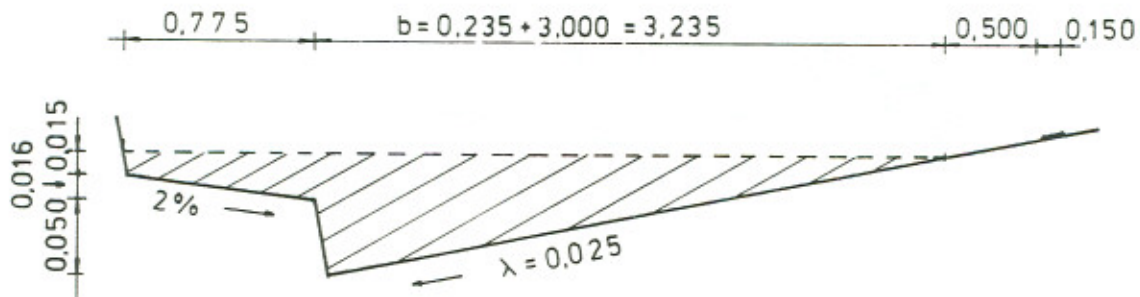
Type II Volledige vulling over totale vluchtstrookbreedte.

$$Q = 0,984 \sqrt{i}$$

$$i = 0,01 \rightarrow Q = 0,098 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$i = 0,02 \rightarrow Q = 0,139 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$i = 0,03 \rightarrow Q = 0,170 \text{ m}^3/\text{s}$$



$$h = b \cdot \lambda = 3,235 \cdot 0,025 = 0,081 \text{ m}$$

Figuur 7

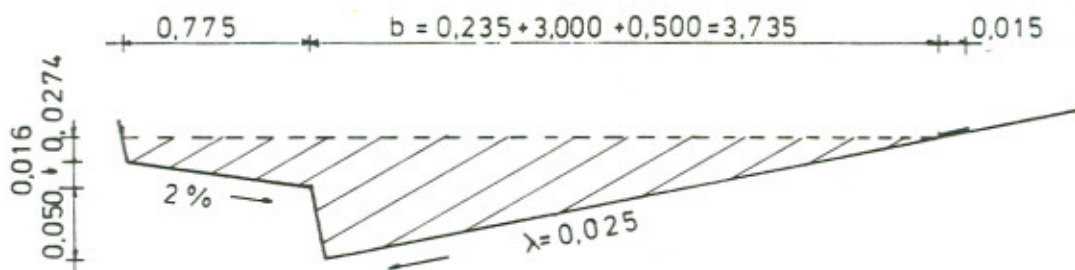
Type III Volledige vulling over vluchtstrook tot aan kantstreep.

$$Q = 1,511 \sqrt{i}$$

$$i = 0,01 \rightarrow Q = 0,151 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$i = 0,02 \rightarrow Q = 0,214 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$i = 0,03 \rightarrow Q = 0,262 \text{ m}^3/\text{s}$$



$$h = b \cdot \lambda = 3,735 \cdot 0,025 = 0,0934 \text{ m}$$

Figuur 8

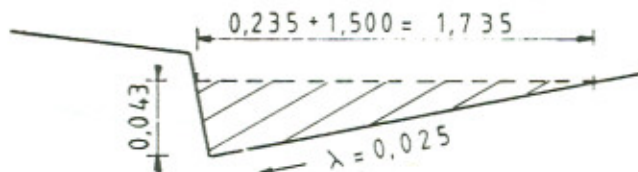
Type IV Vulling langs schamprand (bij brugdekken zonder vluchtstrook).

$$Q = 0,172 \sqrt{i}$$

$$i = 0,01 \rightarrow Q = 0,017 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$i = 0,02 \rightarrow Q = 0,024 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$i = 0,03 \rightarrow Q = 0,030 \text{ m}^3/\text{s}$$



$$h = b \cdot \lambda = 1,735 \cdot 0,025 = 0,043 \text{ m}$$

Figuur 9

Goten type I

Goten van het type I hebben voldoende capaciteit om het water van vaker voorkomende regenbuien te bergen. Zelfs is de capaciteit over het algemeen voldoende voor regenbuien die in een periodiciteit van éénmaal per jaar voorkomen (formule 5, deel I, blz. 29).

Bij zeer intensieve buien, die in een periodiciteit van éénmaal per 10 jaar voorkomen, zal de vulling van de vluchtstrook tot goot type II of zelfs type III voorkomen.

Goten type II

Vulling van de goot tot type II wordt toelaatbaar geacht omdat:

- dit zeer zelden voorkomt. De regenhoeveelheden zijn berekend bij een periodiciteit van $P = 10$;
- deze regenbuien van korte duur zijn, hoogstens 10 minuten;
- de buien zo intensief zijn dat het verkeer tot bijna stilstand wordt afgeremd;
- de hoogte van de waterplas op de vluchtstrook gering is;
- de vluchtstrook zelden bereden wordt.

Goten type III

Vulling van de goot tot de kantstreep (type III) dient vermeden te worden door het toepassen van voldoende tussenafvoeren. Slechts in uitzonderingsgevallen, als tussenafvoeren niet of ten koste van hoge financiële offers te verwezenlijken zijn, is vulling tot het niveau van goot III toelaatbaar.

Goten type IV

In linksdraaiende bochten worden rijkswegen in tegenverkanting aangelegd. Het regenwater zal dan langs de linker schamprand afstromen. Langs deze rand is geen vluchtstrook aanwezig, zodat er weinig ruimte is voor waterberging.

De capaciteit van deze goot (type IV) is zeer gering. Tussenafvoeren zijn dan niet te vermijden.

Regenwater-hoeveelheden op rijdekken van bruggen in autosnelwegen

i	L	Berekend volgens formule 2		Berekend volgens formule 8		Afvoercapaciteit goten			
		B = 11,47	B = 15,07	B = 18,67	B = 24,42	Goottypen volgens blz. 13/14			
						I	II	III	IV
0.01	50	40	56	61	79 (17)	25	98	151	17
	100	50	71	82	110				
	150	57	80	95 (21)	130				
	200	63	88	107	146				
	250	67	95 (21)	116	159				
	300	71 (16)	100	124	171				
0.02	50	51	71	79	101	36	139	214	24
	100	63	89	105	140 (30)				
	150	72	102	123	165				
	200	79	111	137 (30)	186				
	250	85	120	149	202				
	300	90 (20)	127 (28)	159	217				
0.03	50	58	82	93	124	44	170	262	30
	100	73	102	123	167 (37)				
	150	83	117	143	196				
	200	91	128	159 (35)	218				
	250	98	137	171	237				
	300	104 (23)	146 (32)	183	252				

() regenhoeveelheden bij P = 1 (éénmaal per jaar)



geen tussenafvoeren



tussenafvoeren wenselijk



tussenafvoeren noodzakelijk

Tabel 2

4.3.2 Goten langs de schamprand van bruggen in niet-auto-snelwegen

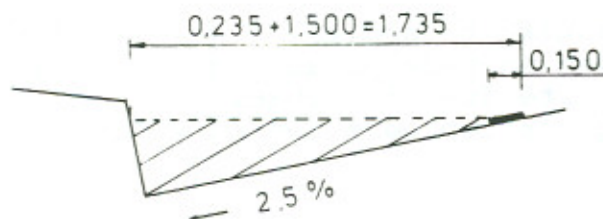
Type V. Goten langs de schamprand van wegen categorie III, IV en V.

$$Q = 0,1770 \sqrt{i}$$

$$i = 0,01 \rightarrow Q = 0,018 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$i = 0,02 \rightarrow Q = 0,025 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$i = 0,03 \rightarrow Q = 0,031 \text{ m}^3/\text{s}$$



Figuur 10

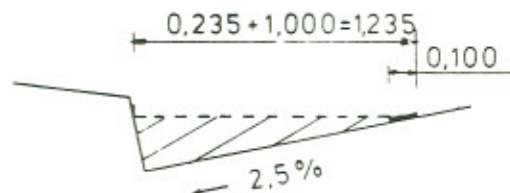
Type VI. Goten langs de schamprand van wegen categorie VI.

$$Q = 0,07 \sqrt{i}$$

$$i = 0,01 \rightarrow Q = 0,007 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$i = 0,02 \rightarrow Q = 0,010 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$i = 0,03 \rightarrow Q = 0,012 \text{ m}^3/\text{s}$$



Figuur 11

Goten type V

De capaciteit van goten langs wegen van categorie III t/m V is gering. Uitgaande van regenbuien met een periodiciteit van $P = 10$ is overbelasting onvermijdbaar. Overbelastingen komen echter zeldzaam voor. Uitgaande van regenbuien met een periodiciteit van $P = 5$ is de capaciteit van de goot nog voldoende voor brugdekken met een lengte van 200 m.

Goten type VI

De capaciteit van goten langs wegen van categorie VI t/m VIII is onvoldoende; overbelasting bij $P = 10$ is onvermijdbaar. Gezien het ondergeschikt belang en de geringe ontwerp-snelheid van deze weg en mede in acht genomen dat de overlast van zeer korte duur is (enkele minuten), zal enige overbelasting geaccepteerd moeten worden.

Regenwater-hoeveelheden op rijdekken van bruggen in niet-autosnelwegen (dakprofiel)

i	L	Berekend volgens formule 2				Afvoercapaciteit goten	
		B= 8,10/2	B=10,42/2	B=12,12/2	B=12,42/2	Goottypen volgens blz. 16	
		Cat. VII-VIII	Cat. VI	Cat. IV-V	Cat. III	Cat. VI t/m VIII	Cat. III t/m V
						VI	V
0.01	50	11	15	17	18	7	18
	100	14	19	22	24		
	150	16	22	25	27 18*		
	200	18	24	28	30		
	250	19	26	30	32		
	300	20 (5)	27 (6)	32 (7)	33 (7)		
0.02	50	14	19	23	24	10	25
	100	17	24	28	29		
	150	19	27	32	33		
	200	21	29	34	36 24*		
	250	23	31	38	39		
	300	25 (6)	33 (7)	40 (9)	41 (9)		
0.03	50	16	22	25	26	12	31
	100	20	27	32	33		
	150	23	32	37	38		
	200	25	35	41	42 28*		
	250	27	37	44	45		
	300	29 (6)	39 (9)	46 (10)	47 (10)		

() regenhoeveelheden bij P = 1 (éénmaal per jaar)

* regenhoeveelheden bij P = 5 (éénmaal per 5 jaar)



geen tussenafvoeren



tussenafvoeren wenselijk



tussenafvoeren noodzakelijk

Tabel 3

4.4 Capaciteit tussenafvoeren

Tussenafvoeren zijn meestal niet meer dan, in het diepste deel van de goot, nagenoeg verticaal geplaatste afvoerbuizen.

De capaciteit van zo'n buis wordt berekend met de formule $Q_a = \mu * A * V$

Q_a = Afvoercapaciteit.

μ = Intreecoëfficiënt, afhankelijk van de aansluiting. Bij loodrechte aansluiting is $\mu = 0,5$.

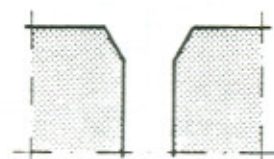
μ = bij een trechtersvormige of afgeronde aansluiting aanmerkelijk groter.

In verband met het verstopt raken, dienen trechtersvormige en afgeronde openingen afgedekt te worden met een rooster, waarmee echter het effect van de verbeterde aansluiting grotendeels verloren gaat.

loodrechte aansluiting
 $\mu = 0,5$



trechtersvormige aansluiting
 $\mu = 0,7$ tot $0,65$



afgeronde aansluiting ($r > 1/4 D$)
 $\mu = 1$



Figuur 12 A, B en C

De langshelling is bij bruggen zo gering dat dit nauwelijks invloed heeft op de afvoercapaciteit.

A = Oppervlakte buisdoorsnede:

Doorsnede in mm	A (binnenwerks) m ²
Ø200	0,029 m ²
Ø160	0,019 m ²
Ø120	0,011 m ²

v = Afvoersnelheid $v = \sqrt{2 gh}$ h = waterhoogte

Capaciteitsberekening:

$$Q_a = \rho * A * \sqrt{2gh}$$

loodrechte aansluiting $\rho = 0,5$
 buis $\varnothing 200$, $A = 0,029$
 goot type II ($h = 0,081$)

$$Q_a = 0,5 * 0,029 * \sqrt{20 * 0,081} = 0,018 \text{ m}^3/\text{s} \text{ of } 18 \text{ ltr/s}$$

$$\text{capaciteit buis } \varnothing 160 \text{ is } \frac{0,019}{0,029} * 18 = 12 \text{ ltr/s}$$

$$\text{capaciteit buis } \varnothing 120 \text{ is } \frac{0,011}{0,020} * 18 = 7 \text{ ltr/s}$$

4.4.1 Tussenafvoerputten

De capaciteit van tussenafvoeren kan aanmerkelijk vergroot worden door de buizen te koppelen aan een opvangput.

De capaciteitsvergroting ontstaat doordat:

- de intrede-opening vergroot wordt;
- in de put energiehoogte opgebouwd wordt.

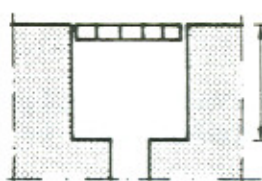
De capaciteit van een afvoerput wordt bepaald door de doorlaatcapaciteit van het rooster en door de capaciteit van de afvoerbuis.

Capaciteit rooster:

$$Q_a = \rho * A * \rho * V$$

$\rho = \text{gatpercentage ca. } 30\%, \text{ afhankelijk van het roostertype}$

Rekenvoorbeeld 1:



rooster $\varnothing 400$
 $h = 250 \text{ mm}$
 afvoerbuis $\varnothing 200$

Figuur 13a

Capaciteit rooster:

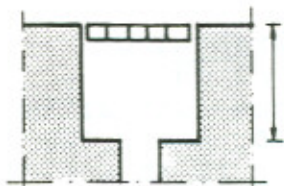
$$Q_a = 0,5 * 0,4^2 * 0,3 * \sqrt{20 * 0,081} = 0,030 \text{ m}^3/\text{s}$$

Capaciteit buis:

$$Q_a = 0,5 * 0,029 * \sqrt{20 * 0,25} = 0,032 \text{ m}^3/\text{s}$$

De afvoercapaciteit van deze put is 30 ltr/s.

Rekenvoorbeeld 2:



rooster $\varnothing 350$
 $h = 250 \text{ mm}$
afvoerbuis $\varnothing 160$

Figuur 13b

Capaciteit rooster:

$$Q_a = 0,5 * 0,35^2 * 0,3 * \sqrt{20 * 0,081} = 0,023 \text{ m}^3/\text{s}$$

Capaciteit buis:

$$Q_a = 0,5 * 0,019 * \sqrt{20 * 0,25} = 0,021 \text{ m}^3/\text{s} = 21 \text{ ltr/s}$$

De afvoercapaciteit van deze put is 21 ltr/s.

4.5 Plaatsbepaling

De plaatsbepaling voor tussenafvoeren kan op 2 manieren:

1. grafisch; door gebruik te maken van de waterafvoerkromme;
2. rekenkundig.

4.5.1 Grafisch

De werkwijze wordt uitgelegd aan de hand van een voorbeeld.

Gegeven:

Een brug, waarvan het afstroomvlak een lengte heeft van 200 m, een breedte van 24,42 en een langshelling van 0,02.

De te verwachten hoeveelheid regenwater is 67,3 ltr/s (volgens de waterafvoerkromme).

De omrekeningsfactor voor ($B = 24,42$) =

$$= \frac{24,42^{1,23}}{10^{1,23}} = 3$$

Q_{max} is dan $3 \times 67,3 \text{ ltr/s} = 202 \text{ ltr/s}$.

De gootcapaciteit is 139 ltr/s (goottype II, blz. 16).

De overbelasting is dan $202 - 139 = 63 \text{ ltr/s}$.

Passen we tussenafvoeren toe met een capaciteit van 21 ltr/s dan is het aantal toe te passen tussenafvoeren $63/21 = 3$ stuks.

De plaats van de tussenafvoer moet zodanig gekozen worden, dat de maximale gootinhoud van 139 ltr/s niet overschreden wordt.

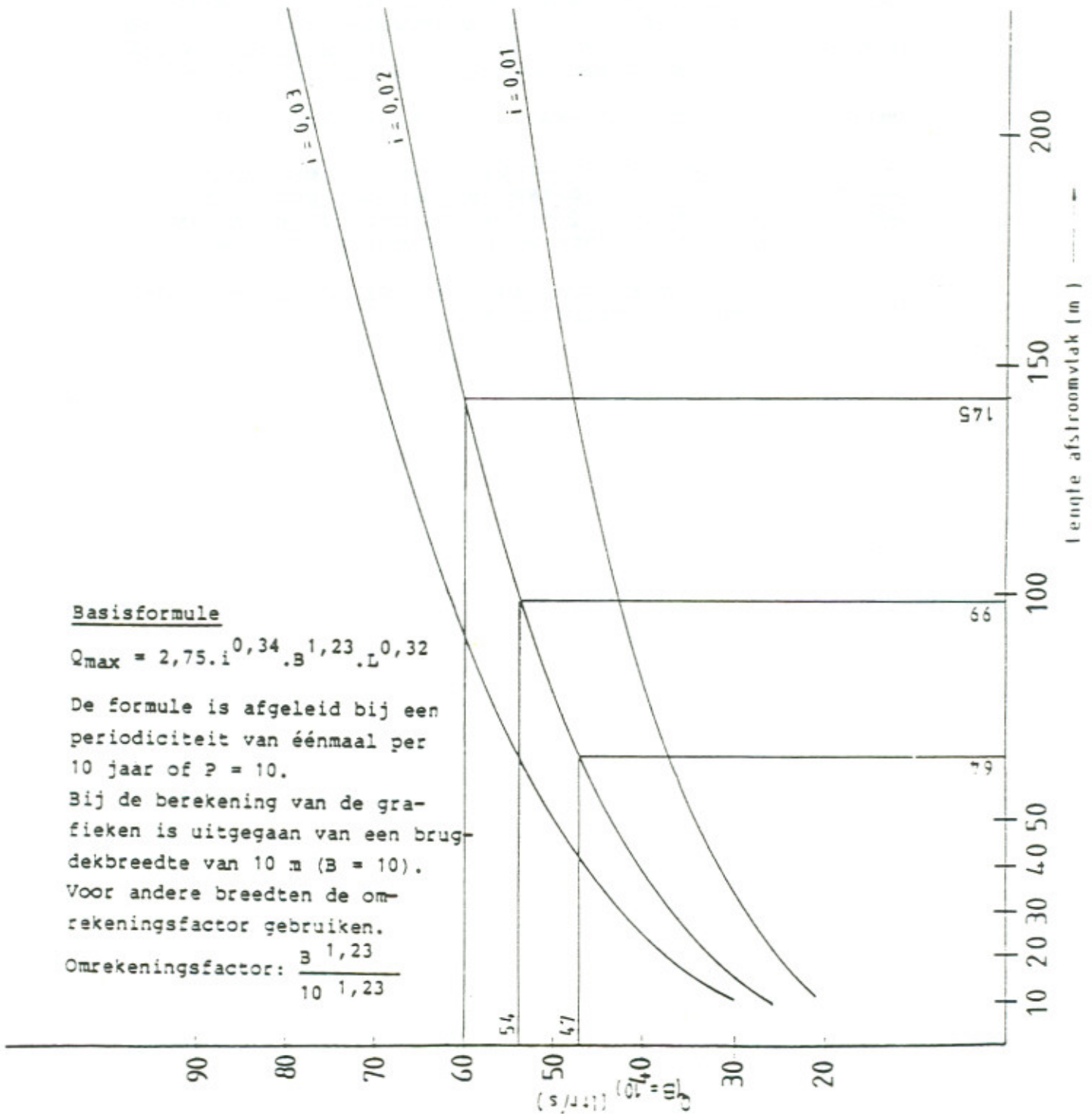
Dat is voor de eerste tussenafvoer, vóór de plaats waar de gootvulling 139 ltr/s is, de tweede voor de plaats waar de gootvulling $139 + 21 = 160$ ltr/s is en vervolgens voor de plaats met gootvulling van 181 ltr/s.

Omrekenen voor $B = 10$ geeft: 47, 54 en 60 ltr/s.

In de verticale kolom voor $Q(B = 10 \text{ m})$ deze hoeveelheden opzoeken en ter plaatse van het snijpunt van een horizontale lijn door $Q(B = 10 \text{ m})$ met de grafiek voor $i = 0,02$ op de horizontale as, de plaats aflezen.

De bijbehorende plaatsen zijn: 64, 99 en 145 m vanaf het begin van het afstroomvlak.

Waterafvoerkromme



Figuur 14

4.5.2 Rekenkundig

$$Q_{\max} = 2,75 \cdot i^{0,34} \cdot B^{1,23} \cdot L^{0,32}$$

$$L^{0,32} = \frac{Q_{\max}}{2,75 \cdot i^{0,34} \cdot B^{1,23}}$$

$$L = \left(\frac{Q_{\max}}{2,75 \cdot i^{0,34} \cdot B^{1,23}} \right)^{\frac{1}{0,32}} = 3,125$$

$$Q_{\max} = 139 \text{ ltr/s}$$

$$i = 0,02$$

$$B = 24,42$$

$$L_1 = \left(\frac{139}{2,75 \cdot 0,02^{0,34} \cdot 24,42^{1,23}} \right)^{3,125} = 62 \text{ m}$$

Op 62 m, of kort daarvoor, moet de eerste tussenafvoer geplaatst worden.

$$L_2 = \left(\frac{139 + 21}{2,75 \cdot 0,02^{0,34} \cdot 24,42^{1,23}} \right)^{3,125} = 97 \text{ m}$$

$$L_3 = \left(\frac{139 + 21 + 21}{2,75 \cdot 0,02^{0,34} \cdot 24,42^{1,23}} \right)^{3,125} = 143 \text{ m}$$

De rekenkundige methode is nauwkeuriger dan de grafische, zodat de uitkomsten enigszins afwijken. Een grote nauwkeurigheid bij het bepalen van tussenafvoeren is overigens niet noodzakelijk.

5 EINDAFVOEREN

Eindafvoeren bestaan uit een stelsel van goten, putten en afvoerbuizen.

Het van het brugdek afstromende water wordt door de goten opgevangen, in de afvoerput verzameld en via buizen afgevoerd naar een riool, sloot of gemaal.

Voor de dimensionering van het afvoerstelsel is van belang:

- a. de maximaal te verwachten hoeveelheid water per tijdseenheid;
- b. de breedte van de waterstroom.

ad a. De totale hoeveelheid af te voeren water kan berekend worden met een van de formules op blz. 5 en 6. Het aandeel van de tussenafvoeren dient hierop in mindering te worden gebracht. In de hierna volgende voorbeelden wordt steeds uitgegaan van een constante helling over de gehele lengte van het rijdek. In de praktijk komt dat echter zelden voor. De uitkomsten van de berekeningen zijn echter nog betrouwbaar genoeg, indien van een gemiddelde helling uitgegaan wordt.

ad b. Aan het eind van het rijdek zal het water, dat in een brede stroom over de vluchtstrook afstroomt, niet geheel in de eerste afvoergoot verdwijnen, zelfs al zou de opnamecapaciteit van deze goot toereikend zijn. De breedte van de stroom en de afstroomsnelheid hebben invloed op de hoeveelheid water dat de eerste goot passeert. De stroomrichting van het water dat langs de schamprand in de richting van de langshelling afstroomt, zal aan het eind van het rijdek ombuigen naar de resultante van de langs- en dwarshelling. De ombuiging begint reeds op het rijdek en is ongeveer voor te stellen als op schets nr. 26 is aangegeven. De resultante van de langs- en dwarshelling is mede bepalend voor de lengte van het gotenstelsel.

5.1 Afvoergoten

De capaciteit van afvoergoten wordt bepaald door de doorlaatcapaciteit van de roosters en de afvoercapaciteit van de goot zelf.

Capaciteit roosters:

$$Q_{ro} = \mu \cdot A \cdot \rho \cdot v \text{ m}^3/\text{s}$$

ρ = intreecoëfficiënt = 0,5
 A = oppervlakte rooster in m²
 (binnenwerkse maten)
 ρ = gatpercentage
 v = stroomsnelheid in m/s

Het gatpercentage van roosters voor afvoergoten en putten varieert, afhankelijk van het type, van 20 tot 35% (zie overzicht roosters blz. 57).

Capaciteit afvoergoot:

$$Q_g = A * K_c * \sqrt[3]{R^2} \sqrt{i} \text{ m}^3/\text{s}$$

K_c = ruwheidsfactor $K_c = 60$
 R = hydraulische straal
 i = langshelling

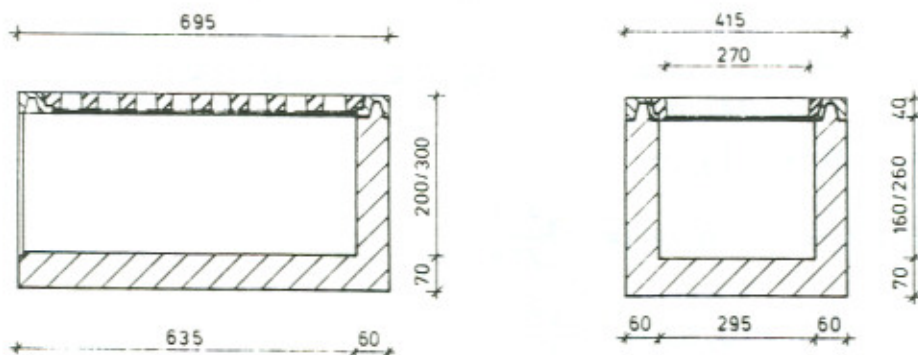
$$K_c = \frac{1}{n} \quad n = \text{de ruwheidsfactor volgens Manning.}$$

Waarden van n en K_c voor beton:

	glad		ruw	
	n	K_c	n	K_c
betonnen goten	0,012	83	0,018	56
betonnen buizen	0,012	83	0,016	63

Naast de wandwrijving veroorzaakt het instromende water extra turbulentie. In verband met de hierdoor optredende vertraging in de afstroming wordt voor K_c een gereduceerde waarde aangehouden, $K_c = 60$.

5.1.1 Gotelementen met roosters



Figuur 15

Capaciteit roosters:

$$Q_{ro} = \rho * A * \rho * v \\ = 0,5 * 0,575 * 0,27 * \rho * v \rightarrow v = \sqrt{2gh} = \sqrt{20h}$$

De hoogte "h" van de waterstroom is bij de eerste goot maximaal. Bij de volgende goten zal "h", evenredig met de hoeveelheid water die in de goot verdwijnt, afnemen. Het doorlaatvermogen van de roosters wordt o.a. bepaald door de hoogte van de waterkolom, daarom zal de hoeveelheid water die door de goten wordt opgenomen van de eerste naar de laatste goot afnemen.

$$Q_{ro} = 0,5 * 0,575 * 0,27 * 0,3 * \sqrt{20} * \sqrt{h}$$

$$Q_{ro} = 0,1041 \sqrt{h} \rightarrow h = 92,204 Q_{ro}^2 \quad [1]$$

Wateraanbod: Q_a .

De maximale hoeveelheid af te voeren water volgt uit de formule 2, 8 of 11 (Q_m), verminderd met het aandeel van de tussenafvoeren.

Q_m wordt uitgedrukt in ltr/sec, de capaciteit van afvoergoten in m³/s; derhalve wordt ook het wateraanbod in m³/s uitgedrukt, of $Q_a = 0,001 Q_m$.

$Q_a = A * v$ m³/s (oppervlakte dwarsdoorsnee x stroomsnelheid)

$$A = \frac{b \cdot h}{2} = \frac{h^2}{2\lambda}$$

$$v = K_c \sqrt[3]{R^2 \sqrt{i}} = 60 \sqrt[3]{\left\{ \frac{h}{2(1+\lambda)} \right\}^2 \sqrt{i}} \\ = 60 \sqrt[3]{\frac{h^2}{2,05^2} \sqrt{i}} = 37,18 h^{2/3} \sqrt{i}$$

$$Q_a = \frac{h^2}{2\lambda} \cdot 37,18 h^{2/3} \sqrt{i} = 743,6 h^{8/3} \sqrt{i} \rightarrow$$

$$\rightarrow h^{8/3} = \frac{Q_a}{743,6 i^{1/2}} \rightarrow h = 0,0838 \frac{Q_a^{3/8}}{i^{3/16}} \quad [2]$$

substitutie [1] in [2]

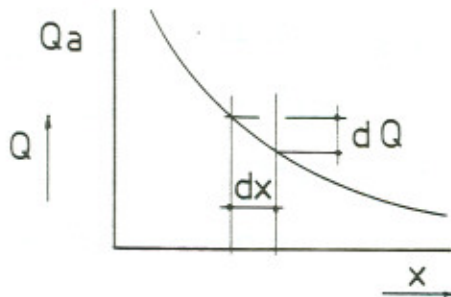
$$92,204 Q_{ro}^2 = 0,0838 \frac{Q_a^{3/8}}{i^{3/16}}$$

$$Q_{ro} = 0,03015 \frac{Q_a^{3/16}}{i^{3/32}}$$

$$\begin{array}{l} i = 0,01 \rightarrow \\ i = 0,02 \rightarrow \\ i = 0,03 \rightarrow \end{array} \quad \begin{array}{l} Q_{ro} = 0,0464 \\ Q_{ro} = 0,0435 \\ Q_{ro} = 0,0419 \end{array} \quad \text{of} \quad \boxed{Q_{ro} = k_i * Q_a^{3/16}}$$

Met deze formule is de waterhoeveelheid te berekenen die door de eerste goot wordt opgenomen. De aanvoer voor de volgende goot is evenveel minder als door de voorgaande goot is opgenomen, enz.

Bepaling benodigd aantal goten



Qa = wateraanvoer eerste goot
Q = wateraanvoer vlg. goten
x = aantal goten

Over de lengte van één goot is de afname $k_i * Q^{3/16}$.
Over de lengte dx is de afname dQ,

$$\text{dus } \frac{dQ}{dx} = -k_i * Q^{3/16} \rightarrow dQ * Q^{-3/16} = -dx k_i \rightarrow$$

$$\frac{16}{13} Q^{13/16} = -k_i * x + C \quad \left. \begin{array}{l} \text{voor } x=0 \rightarrow Q = Q_a \end{array} \right\} \rightarrow C = \frac{16}{13} Q_a^{13/16}$$

$$\frac{16}{13} Q^{13/16} = -k_i * x + \frac{16}{13} Q_a^{13/16}$$

$$Q = \left(Q_a^{13/16} - \frac{13}{16} k_i * x \right)^{16/13}$$

Voor $Q = 0$ geldt

$$x = \frac{16}{13} \frac{Q_a^{13/16}}{k_i}$$

formule 21

i = 0,01	--> $k_i = 0,0464$	x =	26,53	$Q_a^{13/16}$
i = 0,02	--> $k_i = 0,0435$		28,29	$Q_a^{13/16}$
i = 0,03	--> $k_i = 0,0419$		29,37	$Q_a^{13/16}$

Uit de formule blijkt dat de langshelling weinig invloed heeft op het aantal toe te passen goten.

In de praktijk is de volgende vuistregel te hanteren:
bij een geringe aanvoer < 0,060 m³/s rekenen met een opnamecapaciteit van 20 ltr per goot, bij een aanvoer > 0,060 m³/s rekenen met 25 ltr per goot,

dus

$$\begin{array}{l} Q_m < 60 \text{ ltr/s} \rightarrow Q_{ro} = 20 \text{ ltr per goot} \\ Q_m > 60 \text{ ltr/s} \rightarrow Q_{ro} = 25 \text{ ltr per goot} \end{array}$$

Voorbeeld 1: $Q_m = 137 \text{ ltr/sec} \rightarrow Q_a = 0,137 \text{ m}^3/\text{s}$
 $i = 0,02$

Opname 1e goot: $Q_{ro1} = 0,0435 \times 0,137^{3/16} = 0,030 \text{ m}^3/\text{s}$

Opname 2e goot: $Q_{ro2} = 0,0435 \times (0,137 - 0,030)^{3/16}$
 $= 0,029 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_{ro3} = 0,0435 \times 0,078^{3/16} = 0,027 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_{ro4} = 0,0435 \times 0,051^{3/16} = 0,025 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_{ro5} = 0,0435 \times 0,026^{3/16} = 0,022 \text{ m}^3/\text{s}$

Het restant ($0,04 \text{ m}^3/\text{s}$) zal door de 6e goot of de afvoerput worden opgenomen.

Berekening met formule 21 geeft:

$x = 28,3 \times Q_a^{13/16} = 28,3 \times 0,137^{13/16} = 5,6$
 dus 6 goten of 5 goten + 1 put.

Capaciteit afvoergoot:

Goot 20 cm hoog $\rightarrow h = 0,16 \text{ m}$ (tot onderkant rooster).

$$Q_{go} = A \cdot K_c \cdot \sqrt[3]{R^2} \cdot \sqrt{i}$$

$$A = 0,27 \times 0,16 = 0,0432$$

$$K_c = 60$$

$$R = \frac{A}{O} = \frac{0,27 \times 0,16}{0,27 + 0,32} = 0,0732$$

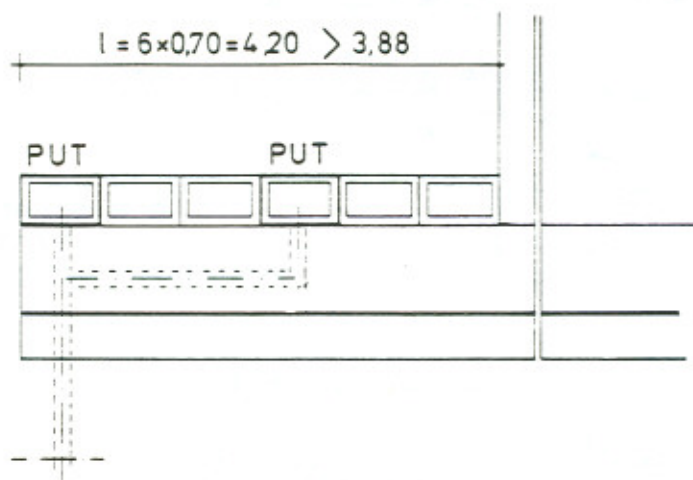
$$Q_{go} = 0,0432 \times 60 \times 0,0732^{2/3} \times \sqrt{i} = 0,454 \sqrt{i}$$

$$\begin{array}{lcl} i = 0,01 & \searrow & 0,045 \text{ m}^3/\text{s} = 45 \text{ ltr/s} \\ i = 0,02 & \searrow & Q_{go} = 0,064 \text{ m}^3/\text{s} = 64 \text{ ltr/s} \\ i = 0,03 & \searrow & 0,078 \text{ m}^3/\text{s} = 78 \text{ ltr/s} \end{array}$$

De capaciteit van deze goten is gering.

Bij een wateraanvoer > 45 resp. 64 en 78 ltr/s dienen goten met een grotere capaciteit, of meer putten toegepast te worden.

Volgen we voorbeeld 1, dan zou de 3e en laatste goot als put uitgevoerd moeten worden.



Figuur 16

Diepere_goten:

Goot 25 cm hoog --> $h = 0,21$

$$A = 0,27 * 0,21 = 0,0567$$

$$R = \frac{0,0567}{0,27 + 0,42} = 0,082$$

$$Q_{go} = 0,0567 * 60 * 0,082^{2/3} \sqrt{i} = 0,643 \sqrt{i}$$

$$i = 0,01 \text{ --> } Q_{go} = 64$$

$$0,02 \text{ --> } Q_{go} = 91$$

$$0,03 \text{ --> } Q_{go} = 111$$

Goot 30 cm hoog --> $h = 0,26$

$$A = 0,27 * 0,26 = 0,0702$$

$$R = \frac{0,0702}{0,27 + 0,52} = 0,089$$

$$Q_{go} = 0,0702 * 60 * 0,089^{2/3} \sqrt{i} = 0,84 \sqrt{i}$$

$$i = 0,01 \text{ --> } Q_{go} = 83$$

$$i = 0,02 \text{ --> } Q_{go} = 118$$

$$i = 0,03 \text{ --> } Q_{go} = 144$$

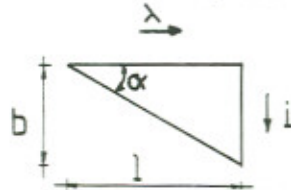
Lengte_gotenrij:

Bij voldoende capaciteit van de afvoergoten zal de rand van de waterstroom volgens de resultante van de langs- en dwarshelling afbuigen naar de afvoergoten.

Het gebied waarover goten dienen te worden aangebracht, moet tot voorbij dit punt reiken. (zie figuur 26 op blz. 53).

$$h = 0,0838 \frac{Q^{3/8}}{i^{3/16}} \quad (\text{zie blz. 28})$$

$$h = b \rightarrow b = \frac{0,0838}{0,025} \frac{Qa^{3/8}}{i^{3/16}} = 3,352 \frac{Q^{3/8}}{i^{3/16}} \quad [3]$$



b = breedte water-
stroom
l = lengte goten

$$l = b \operatorname{tg} \alpha = b \frac{i}{\lambda} \quad (\text{invullen in [3]})$$

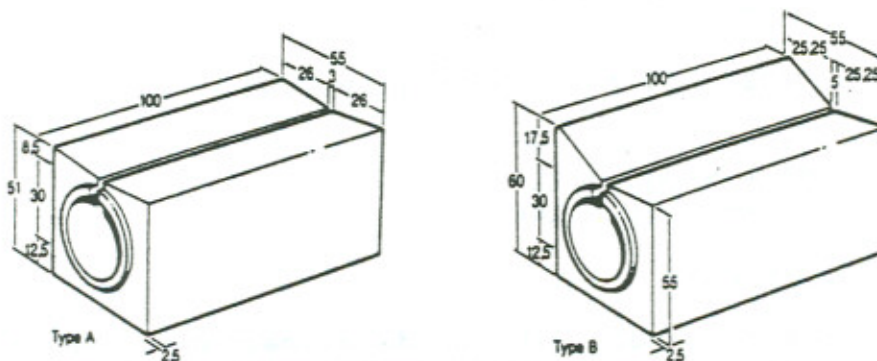
$$l = 3,352 \frac{Qa^{3/8}}{i^{3/16}} \cdot \frac{i}{\lambda} = 134 Qa^{3/8} i^{13/16}$$

i = 0,01	l _{min}	3,18 Qa ^{3/8}
i = 0,02		5,58 Qa ^{3/8}
i = 0,03		7,75 Qa ^{3/8}

Stel:

$$Qa = 0,137 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow l_{\min} = \begin{aligned} &i = 0,01 \rightarrow 1,51 \text{ m} \\ &\quad (2 \text{ goten} + 1 \text{ put}) \\ &i = 0,02 \rightarrow 2,67 \text{ m} \\ &\quad (4 \text{ goten} + 1 \text{ put}) \\ &i = 0,03 \rightarrow 3,76 \text{ m} \\ &\quad (6 \text{ goten} + 1 \text{ put}) \end{aligned}$$

5.1.2 Verhopen goten



Figuur 17

Doorlaatcapaciteit sleuf

$$Q_r = \mu * A * \rho * v$$

$$A = 0,03 * 1 = 0,03 \text{ m}^2$$

$$v = \sqrt{2gh} = \sqrt{20h}$$

$$Q_r = 0,5 * 0,03 * 1 * \sqrt{20h} = 0,067\sqrt{h}$$

$$Q_r = 0,067 h$$

$$h = 8 \text{ cm} \rightarrow Q_r = 0,019 \text{ per ml goot}$$

$$h = 6 \text{ cm} \rightarrow Q_r = 0,016 \text{ per ml goot}$$

$$h = 4 \text{ cm} \rightarrow Q_r = 0,013 \text{ per ml goot}$$

Voor het bepalen van het aantal goten kan vrijblijvend uitgegaan worden van een doorlaatcapaciteit van 16 ltr/sec per ml goot.

Capaciteit afvoergoot

$$Q_{go} = A * K_c * \sqrt[3]{R^2 I}$$

$$A = \frac{\pi}{4} D^2 = \frac{\pi}{4} * 0,3^2 = 0,0707$$

$$R = 1/4 D = 0,075$$

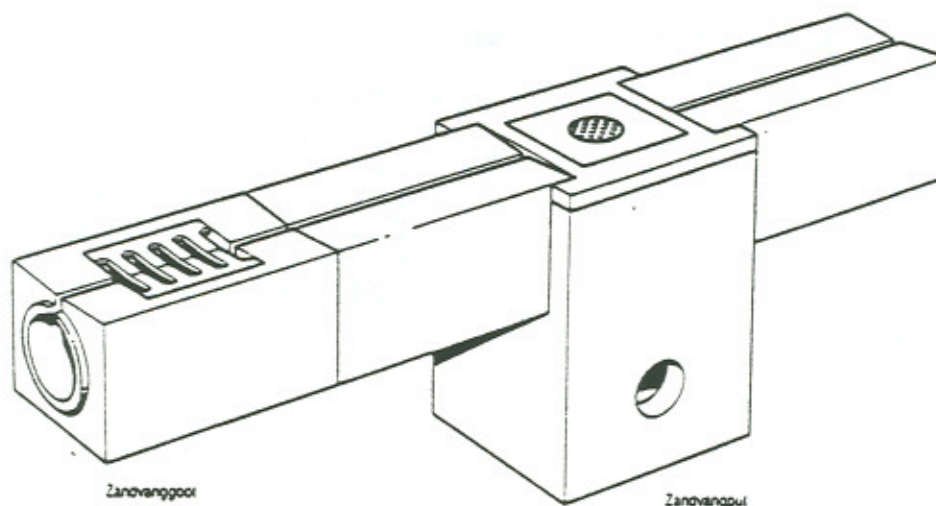
$$Q_{go} = 0,0707 * 60 * 0,075^{2/3} * \sqrt{i} = 0,75\sqrt{i}$$

$$i = 0,01 \rightarrow Q_{go} = 0,075 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$i = 0,02 \rightarrow Q_{go} = 0,106 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$i = 0,03 \rightarrow Q_{go} = 0,130 \text{ m}^3/\text{s}$$

5.1.3 Verholen goten met roosters



Figuur 18

De totale doorlaatoppervlakte is:

$$0,50 * 0,30 * 0,3 + 0,50 * 0,03 = 0,060 \text{ m}^2$$

$$Q_{ro} = \rho * A * v = 0,5 * 0,06 * 20 \text{ h} = 0,134 \text{ h}$$

voor $h = 6 \text{ cm} \rightarrow Q_{ro} = 0,032 \text{ m}^3/\text{s} = 32 \text{ ltr/s}$ per m1
goot.

5.2 Afvoerputten

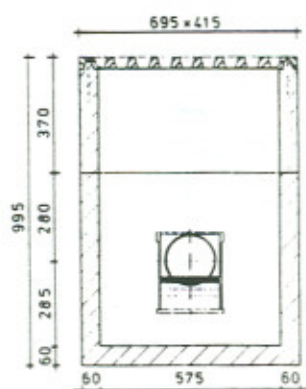
Afvoerputten zijn te beschouwen als doorgeefstations tussen de afvoergoten en het riool, sloot, gemaal, of ander verzamel punt. In deze functie heeft de afvoerput geen grote afmetingen nodig. De afvoercapaciteit wordt immers niet bepaald door de omvang.

De enige parameter die invloed heeft op de capaciteit is de energiehogte die in de put kan worden opgebouwd. Het is dan ook van belang dat de aansluiting voor de afvoerbuys zo laag mogelijk geplaatst wordt. Het liefst vlak boven de bodem. Alleen bij putten die tevens dienst doen als zandvang is de afvoeropening ca. 0,40 m boven de bodem geplaatst.

Vaak zijn deze putten tevens voorzien van een stankafsluiter. Zelden doet zich echter een situatie voor waarbij een stankafsluiter noodzakelijk is.

5.2.1 Prefab-putten met zandvang

De afvoercapaciteit van de put wordt bepaald door de afvoercapaciteit van de buis en de energiehogte. Wordt het water naar de teen van het talud afgevoerd, dan is de afvoersnelheid in de buizen groter dan de capaciteit van de uitstroomopening van de put, zodat gerekend mag worden met een vrije uitstroom.



$$Q_p = \rho * A * v$$

$$Q_p = \text{afvoercapaciteit put} \\ = \text{intreecoëfficiënt} = 0.5$$

$$A = \text{opp. buisopening}$$

Ø120	-->	A = 0,011 m ²
Ø160	-->	A = 0,019 m ²
Ø200	-->	A = 0,029 m ²
Ø250	-->	A = 0,042 m ²

Figuur 19

$$Q_p = 0,5 * A * \sqrt{20 * 0,65} \\ = 1,8 A$$

$$\text{buis } \varnothing 120 \rightarrow Q_p = 0,020 \text{ m}^3/\text{s} = 20 \text{ ltr/s}$$

$$\text{buis } \varnothing 160 \rightarrow Q_p = 0,034 \text{ m}^3/\text{s} = 34 \text{ ltr/s}$$

$$\text{buis } \varnothing 200 \rightarrow Q_p = 0,052 \text{ m}^3/\text{s} = 52 \text{ ltr/s}$$

$$\text{buis } \varnothing 250 \rightarrow Q_p = 0,075 \text{ m}^3/\text{s} = 75 \text{ ltr/s}$$

5.2.2 Prefab-putten zonder zandvang

$$h = 0,90 \text{ m}$$

De intreecoëfficiënt is 0,65 (gunstiger aansluiting)

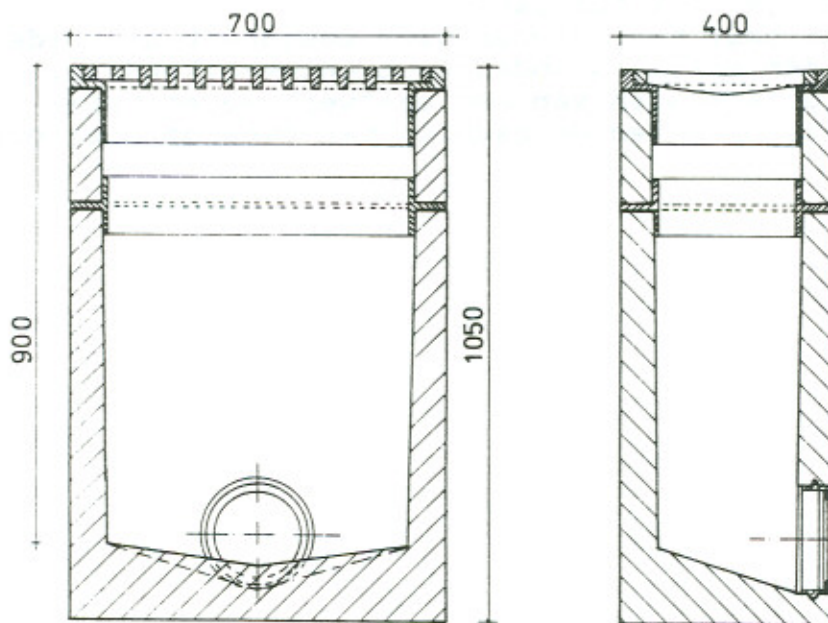
$$Q_p = 0,65 \sqrt{20 * 0,90} * A = 2,75 A$$

$$\text{buis } \varnothing 120 \rightarrow Q_p = 0,030 \text{ m}^3/\text{s} = 30 \text{ ltr/s}$$

$$\text{buis } \varnothing 160 \rightarrow Q_p = 0,052 \text{ m}^3/\text{s} = 52 \text{ ltr/s}$$

$$\text{buis } \varnothing 200 \rightarrow Q_p = 0,080 \text{ m}^3/\text{s} = 80 \text{ ltr/s}$$

$$\text{buis } \varnothing 250 \rightarrow Q_p = 0,116 \text{ m}^3/\text{s} = 116 \text{ ltr/s}$$



Figuur 20

5.2.3 Putten naar maat

- ter plaatse gestort;
- geprefabriceerd.

Ad a Ter plaatse gestorte putten hebben ten opzichte van prefab-putten nogal wat nadelen, zoals:

- ze zijn duur;
- beschadigingen kunnen moeilijk hersteld worden;

- vanwege de vereiste lengte van de instroomopening dient de put een grote lengte te hebben, of aan opvanggoten gekoppeld te worden.

Situaties waarbij ter plaatse gestorte putten de voorkeur hebben, doen zich voor als:

- er extra bergruimte nodig is.
Deze situatie komt voor als de put aangesloten is op de riolering langs de weg en deze riolering de wateraanvoerpiek niet aan kan.
De extra bergruimte kan dan voor enige spreiding zorgen;
- de afvoercapaciteit van de standaard prefab-put te gering is.

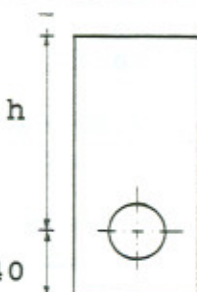
Ad b geprefabriceerde putten.

Ook al zijn er afwijkende maten vereist, dan nog kan de put geprefabriceerd worden. Of dat in een fabriek is of in de nabijheid van het werk doet feitelijk niet ter zake.

Putten naar maat dienen daar toegepast te worden waar één enkele standaardput ontoereikend is.

De hogere kosten van het maatwerk wegen ruimschoots op tegen de nadelen van twee of meer putten.

5.3 Overzicht toe te passen aantal goten en putten

Qm ltr/s	GOTEN (aantal)						PREFAB-PUTTEN (met zandvang)		PUTTEN NAAR MAAT	
	h = 200			h = 300			Goot met onderput	Verza- melput	Cap. wordt bepaald door $Q_p = 2,25 \cdot \sqrt{h} \times A$	
	Langshelling						Buis aansluiting			
	1%	2%	3%	1%	2%	3%	Ø	Ø	h	Ø
10	1	1	1				120			(A=opp Ø)
20	2	2	2				160			
30	2	2	2				160			
40	2	2	2				160	200		
50	2	2	3				160	200		
60		3	3	3			200	250		
70		3	4	3			200	250		
80			4	3	3		250	300		
90				4	4	4	250	300		
100				4	4	5	250	300		
110				4	4	5			0,90	250
120				*	5	5			0,90	300
130					5	6			0,90	300
140					*	6			0,90	300
150						*			0,90	300
160									0,90	400
170									0,90	400
180									0,90	400
190									0,90	400
200									0,90	400

Tabel 4

- * De max. capaciteit van de goten is bereikt.
 Bij een grotere aanvoer "goten naar maat" ontwerpen of tussenputten plaatsen, zoals aangegeven op blz. 31, figuur 16.

6 WATERBEHEERSING IN TUNNELS

In deel 1 is de berekening van pompputten en pompcapaciteiten behandeld. Daarbij is steeds uitgegaan van toestroming vanuit één zijde, of vanuit twee zijden gelijktijdig.

Deze laatste situatie doet zich voor als de pompput centraal geplaatst is. In de praktijk komt dat slechts zelden voor. Daarom zullen in dit deel, via een voorbeeld, vaker voorkomende situaties behandeld worden. Ook wordt een eenvoudiger methode voor het berekenen van de berging t.b.v. de startvertraging van pompen behandeld.

Voor de waterbeheersing in tunnels zijn in deel 1 de volgende formules afgeleid:

- de maximaal te verwachten aanvoer van regenwater

$$Q_m = 0,6 P^{0,66} i^{0,34} B^{1,23} L^{0,32} \quad \text{formule 5}$$

- P = 10 voor tunnels met geringe verkeersfunctie categorie VII en VIII
- P = 25 voor tunnels in secundaire wegen categorie V en VI
- P = 50 voor tunnels in auto- en snelwegen categorie I t/m IV

$$\begin{aligned} P = 10 & \rightarrow 0,6 P^{0,66} = 2,75 \\ P = 25 & \rightarrow 0,6 P^{0,66} = 5,02 \\ P = 50 & \rightarrow 0,6 P^{0,66} = 7,93 \end{aligned}$$

- regenhoeveelheid per tijdseenheid

$$Q_r = 0,033 P^{0,54} t^{-0,74} \cdot B \cdot L \quad \text{formule 6}$$

- tijdsduur van de regenbui

$$t = \left(\frac{0,033 P^{0,54} \cdot B \cdot L}{Q_r} \right)^{1,35} \quad \text{formule 7}$$

$$\begin{aligned} P = 10 & \rightarrow 0,033 P^{0,54} = 0,1145 \\ P = 25 & \rightarrow 0,033 P^{0,54} = 0,1877 \\ P = 50 & \rightarrow 0,033 P^{0,54} = 0,2730 \end{aligned}$$

- inhoud pompput

$$I = 60 (Q_m - Q_p) (t_m - t_p)$$

formule 14

- minimale pompcapaciteit

$$Q_p > 0,28 Q_{\max}$$

formule 15

Symbolen: Q_m = max. hoeveelheid regenwater in ltr/sec
 Q_r = regenaanbod in ltr/sec
 i = langshelling
 Q_p = pompcapaciteit in ltr/s
 t_m = tijdsduur van de maximale regenbui in min.
 t_p = tijdsduur, waarbij de wateraanvoer is toegenomen tot Q_p (pompcapaciteit)
 I = inhoud in ltr.

6.1 De maatgevende regenbui

De regenbui waarbij aan de voet van de helling de grootste hoeveelheid water aangevoerd wordt, is de maatgevende regenbui voor dat hellend vlak. Een tunnel heeft echter twee hellende vlakken, een toerit en een afrit. Zijn de afmetingen van toe- en afrit sterk afwijkend, dan is het duidelijk dat de maatgevende regenbui van bijv. de toerit niet tevens ook maatgevend is voor de afrit. Een wat extreem gesteld voorbeeld maakt dat duidelijk.

Voorbeeld: afmetingen toerit: lengte 500 m
breedte 10 m
helling 1%
afmetingen afrit : lengte 150 m
breedte 10 m
helling 3%

De max. wateraanvoer volgt uit de formule:

$$Q_m = 5,02 * i^{0,34} * B^{1,23} * L^{0,32}$$

Toerit: $Q_{mt} = 5,02 * 0,01^{0,34} * 10^{1,23} * 500^{0,32} = 130$ ltr/s
de tijdsduur van deze regenbui is:

$$t_r = \left(\frac{0,1877 * 10 * 500}{130} \right)^{1,35} = 14,4 \text{ min.}$$

Afrit : $Q_{ma} = 5,02 * 0,03^{0,34} * 10^{1,23} * 150^{0,32} = 129 \text{ ltr/s}$
de tijdsduur van deze regenbui is:

$$t_r = \left(\frac{0,1877 * 10 * 150}{129} \right)^{1,35} = 2,9 \text{ min.}$$

Ondanks dat Q_{max} voor toe- en afrit ongeveer gelijk is, zijn het zeer verschillende regenbuien. De maatgevende regenbui voor de toerit duurt 14,4 min. en voor de afrit slechts 2,9 min. Het is daarom onlogisch de pompput te dimensioneren op de som van beide maxima. _

Regenbui van langste duur maatgevend voor de dimensionering van pompputten

De inhoud van een pompput kan berekend worden met formule 14:

$$I = 60 (Q_m - Q_p) (t_m - t_r).$$

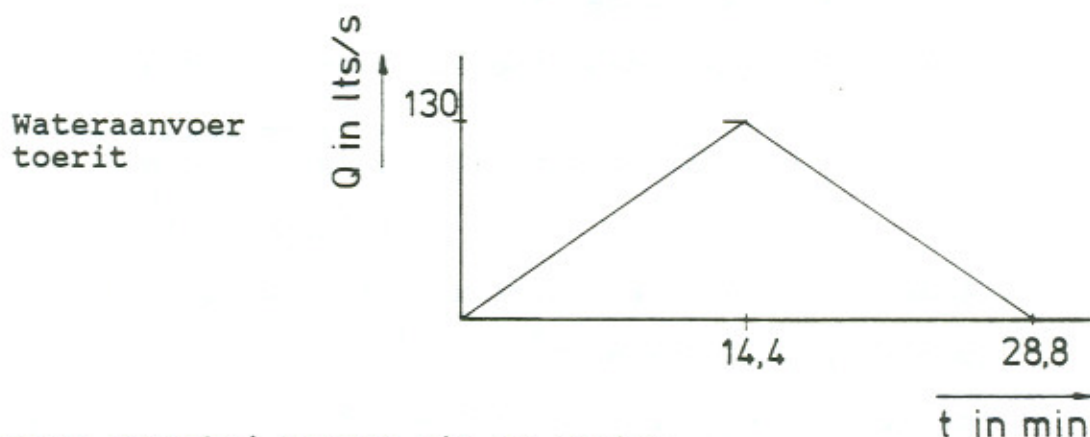
Deze regel geldt slechts indien:

$$Q_p > 0,28 Q_m \text{ (formule 15).}$$

Deze formule is gebaseerd op de max. regenbui, die grafisch als een driehoek wordt weergegeven. De totale aanvoer van toerit en afrit benadert de vorm van de driehoek het dichtst indien uitgegaan wordt van de maatgevende regenbui van de langste duur.

Volgens het voorbeeld is dat Q_m (toerit).

Onderstaand grafisch weergegeven.



Deze regenbui brengt via de afrit:

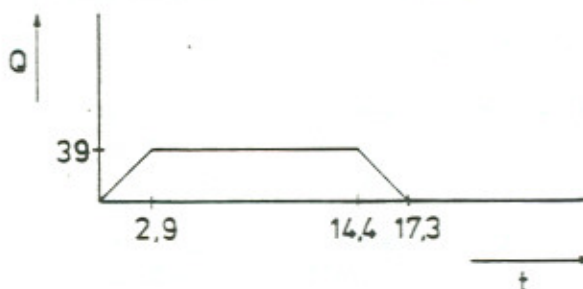
$$Q_r \text{ afrit} = 0,1877 * B * L * t^{-0,74} = 39 \text{ ltr/s.}$$

Dit had ook volgens de lengteverhoudingen berekend kunnen worden.

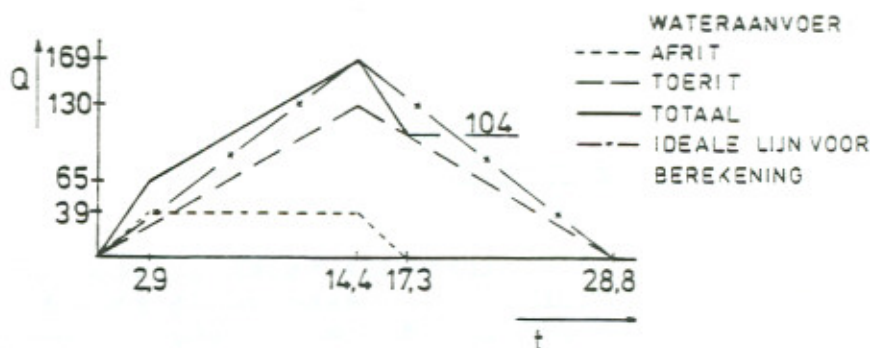
$$Q_r \text{ afrit} = \frac{150}{500} * 130 = 39 \text{ ltr/s}$$

Grafisch:

Wateraanvoer
afrit



gesommeerd



De stelling dat de maximale regenbui van de langste duur de maatgevende regenbui is, kan ook op een andere wijze aangetoond worden.

De totale hoeveelheid regen volgt uit:

$$Q_r * t_r = 0,1877 * B * L * t^{-0,74} * t \rightarrow$$

$$Q_{rtot}^r = 0,1877 * B * L * t^{0,26}$$

Hieruit blijkt dat bij een toenemende t een toenemende Q_{rtot} behoort.

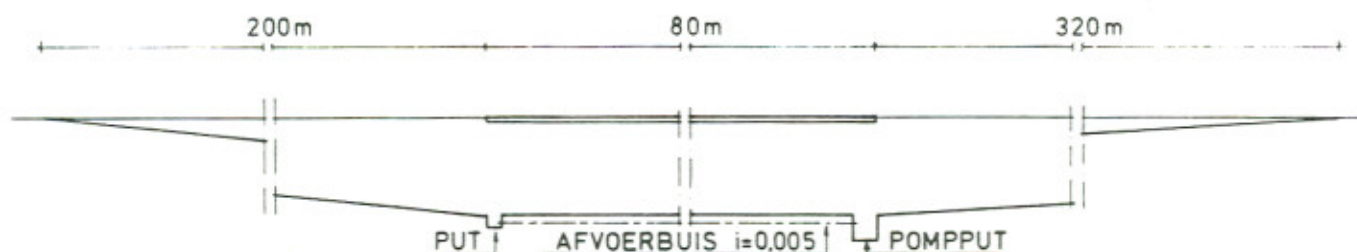
Hoewel Q_{rtot} ook nog toeneemt bij regenbuien die nog langer duren dan de langste voor toe- en afrit, neemt de overbelasting, na het bereiken van de maatgevende regenbui, af. Zie deel 1, blz. 64.

6.2 Waterbeheersing in een tunnel van regionaal belang

Rekenvoorbeeld

Toerit: lengte 320 m P = 25
 breedte 12,40 m
 helling 2%

Afrit : lengte 200 m
 breedte 12,40 m
 helling 3%



Figuur 21

De maatgevende regenbui voor de toerit is van langere duur dan de maatgevende regenbui voor de afrit, daarom wordt bij de berekening van de pompput van de maatgevende regenbui voor de toerit uitgegaan.

De pompput wordt in het diepste deel van de tunnel geplaatst, aan de toeritzijde.

Het water van de afrit wordt aan de teen van de helling in een put opgevangen en via buizen naar de pompkelder gevoerd.

6.2.1 Capaciteitsberekening put en afvoerbuis

Bij de capaciteitsberekening kan van twee gedachtengangen uitgegaan worden:

- De put is een gewone afvoerput.
De capaciteit van de afvoerbuis dient dan groot genoeg te zijn om de maximale aanvoer aan te kunnen.
- De put wordt gezien als verzamelpunt.
De capaciteit van de afvoerbuis is dan kleiner dan de maximale aanvoer en de inhoud van de put is zo groot dat de wateraanvoer, boven het maximum van de buizen, tijdelijk in de put geborgen kan worden.

De inhoud van de put en de capaciteit van de buizen wordt berekend met "formule 14" $I = 60 (Q_m - Q_p) * (t_m - t_p)$, waarbij de afvoercapaciteit van de buizen gezien wordt als de pompcapaciteit.

Maximale wateraanvoer, afrit (weg watert naar één zijde af).

$$Q_m = 5,02 * i^{0,34} * B^{1,23} * L^{0,32} =$$

$$= 5,02 * 0,03^{0,34} * 12,40^{1,23} * 200^{0,32} = 184 \text{ ltr/s}$$

Keuze afvoerbuis

$$\begin{aligned} \varnothing 450 \quad A &= \frac{\pi}{4} D^2 = 0,159 \text{ m}^2 \\ K_c &= 75 \\ R^C &= 1/4 D = 0,113 \text{ m} \\ i &= 0,005 \end{aligned}$$

$$Q_{\text{buis}} = A * v = A * K_c * \sqrt[3]{R^2 i} = 0,159 * 75 * \sqrt[3]{0,113^2 * 0,005} = 0,196 \text{ m}^3/\text{s} = 196 \text{ ltr/s}$$

De capaciteit van buizen $\varnothing 450$ is groter dan de maximale aanvoer, zodat in de put geen extra bergruimte nodig is.

Keuze afvoerbuis

$$\begin{aligned} \varnothing 400 \quad A &= \frac{\pi}{4} D^2 = 0,126 \text{ m}^2 \\ K_c &= 75 \\ R^C &= 1/4 D = 0,100 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Q_{\text{buis}} = 0,126 * 75 * \sqrt[3]{0,100^2 * 0,005} = 0,144 \text{ m}^3/\text{s} = 144 \text{ ltr/s}$$

De capaciteit van deze buis is minder dan de maximale aanvoer. De put dient berekend te worden als verzamelput.

$$I_{\text{put}} = 60 (Q_m - Q_{\text{buis}}) (t_m - t_{\text{buis}})$$

De tijdsduur van de max. regenbui is:

$$t_m = \left(\frac{0,1877 * B * L}{Q_m} \right)^{1,35} =$$

$$= \left(\frac{0,1877 * 12,40 * 200}{1,84} \right)^{1,35} = 3,5 \text{ min.}$$

De max. afvoercapaciteit van de buizen wordt bereikt na:

$$t_{\text{buis}} = \frac{Q_{\text{buis}}}{Q_m} * t_m = \frac{144}{184} * 3,5 = 2,74 \text{ min.}$$

$$I_{\text{put}} = 60 (184 - 144) (3,5 - 2,74) = 1824 \text{ ltr} = 1,824 \text{ m}^3$$

Dat wordt bereikt met een put van $1 * 1,5 * 1,25 \text{ m}^3 = 1,88 \text{ m}^3$.

De uiteindelijke keuze hangt van de omstandigheden af.
In dit voorbeeld wordt verder uitgegaan van buizen Ø400.

Indien de weg door de tunnel een dakprofiel heeft,
dient Q_m voor elke weghelft apart berekend te worden.

$$\begin{aligned} Q_m &= 5,02 * i^{0,34} * B^{1,23} * L^{0,32} = \\ &= 5,02 * 0,03^{0,34} * 6,20^{1,23} * 200^{0,32} = 78,5 \text{ ltr/s} \end{aligned}$$

Voor de totale tunnel is dat $2 * 78,5 = 157 \text{ ltr/s}$, hetgeen aanzienlijk minder is dan bij afwatering naar één zijde.

6.2.2 Capaciteitsberekening pompput

Maximale wateraanvoer toerit (afwatering naar één zijde)

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= 5,02 * i^{0,34} * B^{1,23} * L^{0,32} = \\ &= 5,02 * 0,02^{0,34} * 12,40^{1,23} * 320^{0,32} = 186 \text{ ltr/s} \end{aligned}$$

Bij de capaciteitsberekening van pompputten dient uitgegaan te worden van de maximale regenbui met de langste tijdsduur.

$$\begin{aligned} t_m(\text{toerit}) &= \left(\frac{0,1877 * B * L}{Q_m} \right)^{1,35} = \\ &= \left(\frac{0,1877 * 12,40 * 320}{186} \right)^{1,35} = 6,4 \text{ min.} \end{aligned}$$

De hoeveelheid water die deze regenbui aan de afritzijde brengt, is:

$$\begin{aligned} Q_r &= 0,1877 * t^{-0,74} * B * L && (\text{formule 6}) \\ &= 0,1877 * 6,4^{-0,74} * 12,40 * 200 = 118 \text{ ltr/s} \end{aligned}$$

De buizen Ø400 kunnen deze hoeveelheid makkelijk aan.

Berekening doorstroomtijd:

De tijd benodigd om van de afvoerput naar de pompput te stromen, is:

$$t_a = \frac{\text{langte}}{\text{stroomsnelheid (v)}} \\ v = K_c \sqrt[3]{R^2 \cdot i}$$

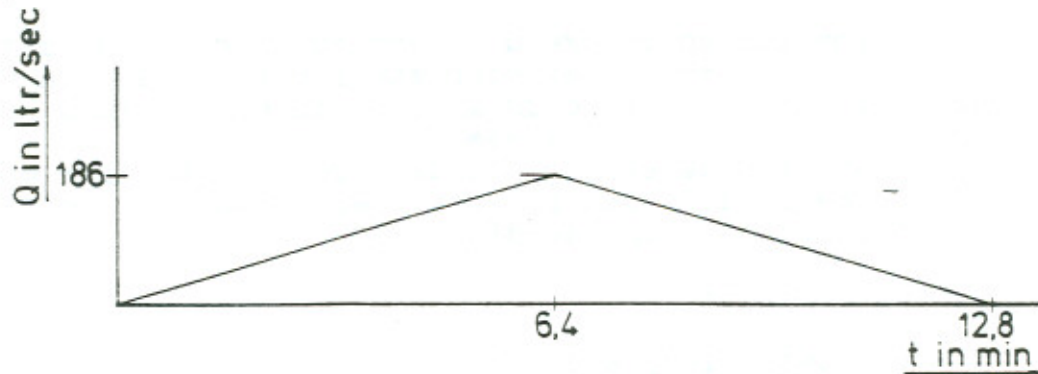
Ook bij niet gehele vulling van buizen blijft $R = 1/4 D$

$$\text{zodat: } t_a = \frac{80}{75 * \sqrt[3]{0,1^2 * \sqrt{0,005}}} = 70 \text{ sec. of } 1,16 \text{ min.}$$

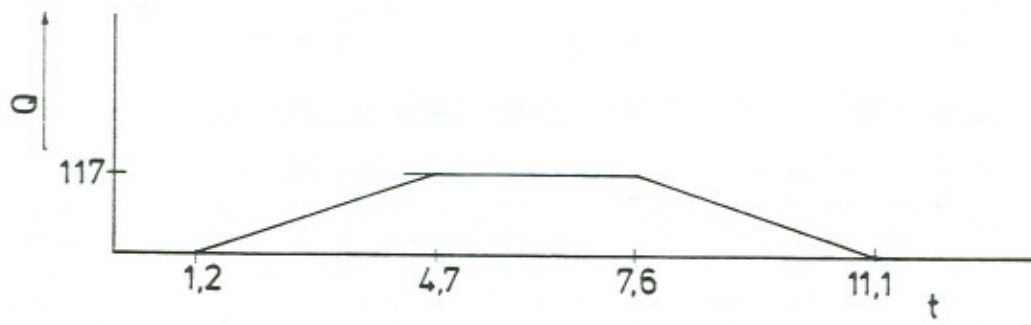
De pompput dient dus berekend te worden op een regenbui die 6,4 min. duurt, waarvan de maximale wateraanvoer aan de toeritzijde 186 ltr/s is en aan de afritzijde 118 ltr/s.

Het water van de afrit stroomt met een vertraging van 70 sec. in de pompput.

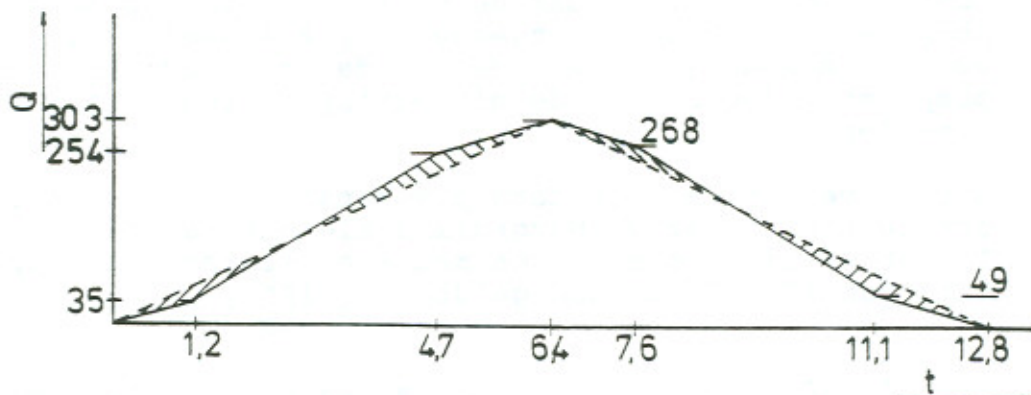
Onderstaand is dat grafisch weergegeven.



Wateraanvoer toerit (regenduur gelijk aan afstroomtijd)



Wateraanvoer afrit (regenduur 6,4 min., afstroomtijd 3,1 min., vertraging 0,6 min.)



Wateraanvoer toerit en afrit gesommeerd

- ideale lijn voor de form. $I = 60 (Q_m - Q_p) * (t_m - t_p)$
-  wateraanvoer boven de ideale lijn
-  wateraanvoer onder de ideale lijn

De maximale regenaanvoer is 303 ltr.

Minimale pompcapaciteit $0,28 * 303 = 85 \text{ ltr/s}$
 $= 5100 \text{ ltr/min.}$

Keuze pomp: twee pompen met elk een capaciteit van
 $3000 \text{ ltr/min.} = 2 * 50 \text{ ltr/s.}$

Omdat pompputten berekend worden op de regenbui met de langste duur, zal de aanvoer sneller toenemen dan volgens de ideale lijn, doch zal, nadat het maximum bereikt is, ook sneller afnemen.

De inhoud van de samengestelde figuur wijkt zeer weinig af van de ideale figuur, zodat berekening met formule 14 alleszins gerechtvaardigd is.

Inhoud pompput:

$$I = 60 (303 - 100) (6,5 - t_p)$$

$$t_p = \frac{100}{303} * 6,5 = 2,1 \rightarrow I = 60 (303 - 100) (6,5 - 2,1) = 53592 = 53,6 \text{ m}^3$$

ofwel een ruimte van $2 * 5 * 5,5 \text{ m} = 55 \text{ m}^3$.

6.2.3 Bergring t.b.v. de startvertraging van pompen

Pompen dienen niet veelvuldig aan- en af te slaan, daarom moet de ruimte voor de startvertraging zo groot gekozen worden dat de pomp zeker 2 à 3 min. in werking is. Voor een pomp van 3000 ltr/min. is dat $2 * 3000 = 6000 \text{ ltr.}$, ofwel een ruimte van $5 * 4 * 0,30 = 6 \text{ m}^3$. Willen we de pomp 3 min. laten werken, dan dienen de niveauwippers voor de eerste pomp op 45 cm ingesteld te worden. De niveauwipper voor de tweede pomp moet hoger ingesteld worden, omdat deze pomp alleen in werking komt als de wateraanvoer de capaciteit van de eerste pomp te boven gaat. De tweede pomp zal daarom slechts weinig in bedrijf komen. Het is daarom noodzakelijk de pompinstelling d.m.v. de niveauwippers regelmatig te wisselen.

Kiezen we voor een grotere pompcapaciteit, dan houdt dat tevens in dat de bergruimte kleiner kan zijn. Passen we bijv. pompen toe met een gezamenlijke capaciteit van 120 ltr/s , dan geldt $t_p = \frac{120}{360} * 6,5 = 2,6 \text{ min.}$

$$I = 60 (303 - 120) (6,5 - 2,6) = 42822 \text{ ltr} = 42,8 \text{ m}^3 \text{ ofwel een ruimte van } 2 * 4 * 5,5 \text{ m en voor de pompvertraging:}$$

2 pompen van elk $60 \text{ ltr/s} = 2 * 3600 \text{ ltr/min.}$ Bij een werktijd van 2 min. dient de ruimte voor de pompvertraging een inhoud te hebben van $7200 \text{ ltr} = 7,2 \text{ m}^3$ of $5 * 4 * 0,40 \text{ m} = 8 \text{ m}^3$.

Bij tunnels in belangrijke wegen, waarbij de waterbalans berekend is op een periodiciteit van 1 per 25 of 1 per 50 jaar hebben ruime pompkelders de voorkeur boven grote pompcapaciteiten.

De extreem hoge regenintensiviteiten waar deze tunnels op berekend worden, komen te zelden voor. De pompen zouden dan te weinig in bedrijf komen.

In Nederland valt gemiddeld 72 cm water.

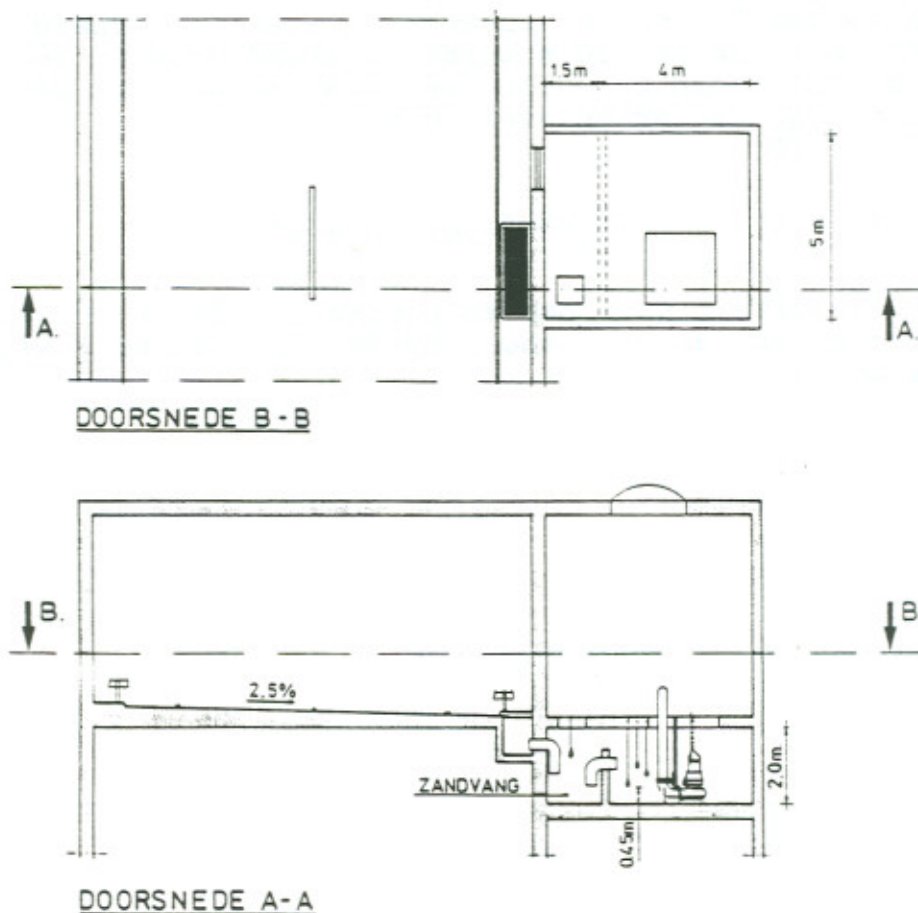
Ter plaatse van de tunnel is dat

$$0,72 * 12,40 * (200 + 320) = 4643 \text{ m}^3.$$

Stel dat daarvan 90% in de pompput terecht komt, dan werkt een pomp van 3000 ltr/min. per jaar:

$$\frac{0,9 * 4643}{3} = 1393 \text{ min.} = 23,2 \text{ uur}$$

Oftewel, bij regelmatige wisseling d.m.v. de niveauwipersinstelling, 11,6 bedrijfsuren per pomp per jaar.



Figuur 22

6.3 Tunnels met korte toe- en afritten

In deel 1 werd reeds opgemerkt dat de formule van Van den Akker, $H = 1,98 P^{0,54} t^{0,26}$ niet geschikt is voor regens van zeer korte tijdsduur. De intensiteit van regens van zeer korte duur is extreem hoog. Dit effect is goed te herkennen in formule 6.

$$Q_r = 0,033 P^{0,54} t^{-0,74} B \cdot L$$

Nadert "t" tot 0 dan gaat "Q_r" naar oneindig.

Dat betekent dat de in dit schrift voorgestelde rekenmethode niet geschikt is voor korte afstroomvlakken. Als ondergrens is de regenbui aan te houden behorende bij een afstroomvlak ter lengte van 50 m. De hoeveelheid water die te verwachten is bij een korter afstroomvlak dan 50 m dient naar evenredigheid met de lengte berekend te worden. Bijvoorbeeld, de te verwachten waterhoeveelheid bij een afstroomvlak van 30 m wordt berekend door in formule 5 voor "L" 50 in te vullen en deze hoeveelheid met de factor $\frac{30}{50}$ te vermenigvuldigen.

$$Q_r (L < 50) = \frac{(L < 50)}{50} * Q_r (L = 50)$$

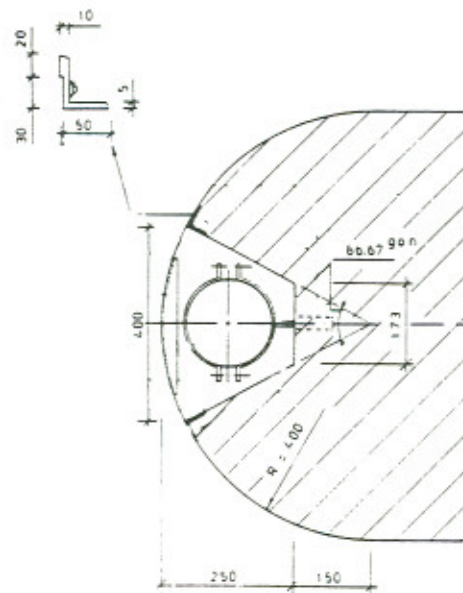
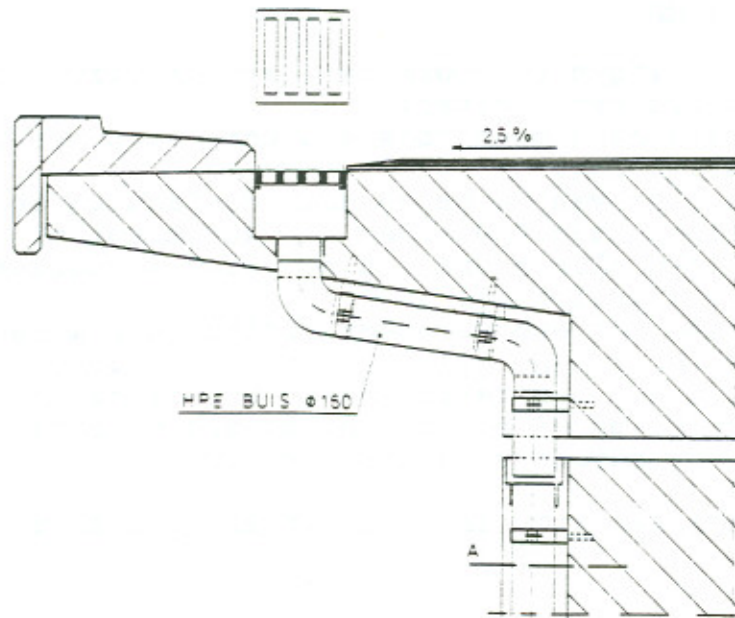
De capaciteit van pomp en pompkelder dient volgens de eerder behandelde methode op deze hoeveelheid afgestemd te worden.

7 TECHNISCHE ASPECTEN

7.1 Tussenaafvoeren

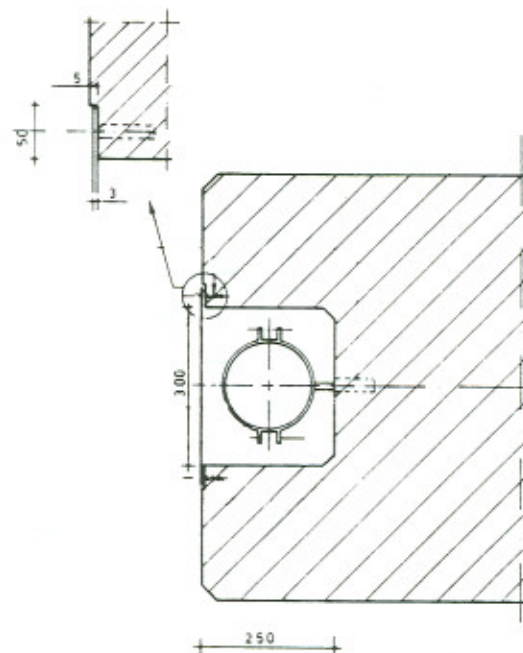
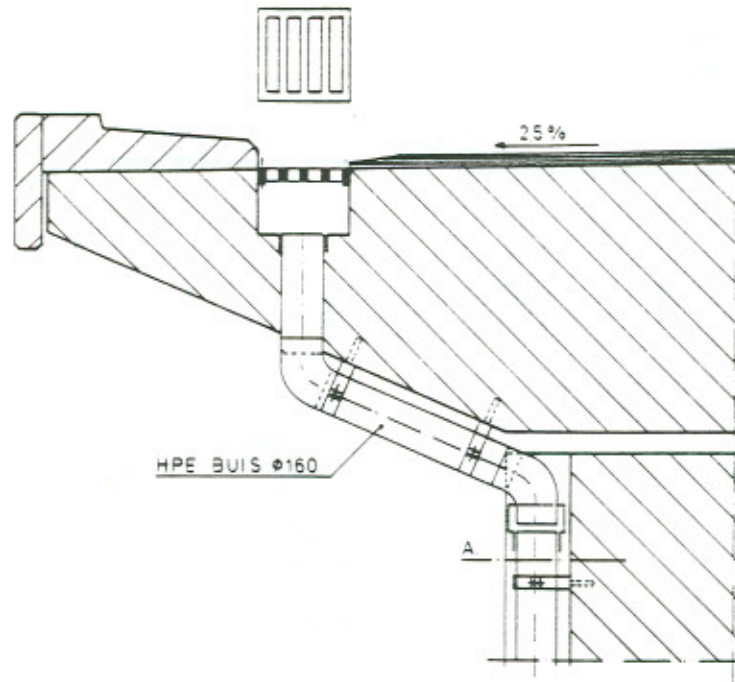
- Om verstoppingen te voorkomen, afvoerbuizen of putten afdekken met een rooster.
- Langs fietspaden geen roosters toepassen met gleuven in langsrichting.
- Om aantasting van de beton door dooizouten te voorkomen prefab-putten toepassen van kunststof of staal.
- Afvoerbuizen alleen daar in de beton instorten waar dat onvermijdelijk is.
- Op plaatsen met een verhoogd risico voor molest de in het zicht blijvende delen in staal uitvoeren.
- De aansluiting van de buizen in het rijdek op de buizen in de kolommen zo ruim nemen als voor de bewegingen van het rijdek noodzakelijk is.

Verdere adviezen zijn in de schetsen 23 t/m 25 uitgewerkt.



DOORSNEDE A

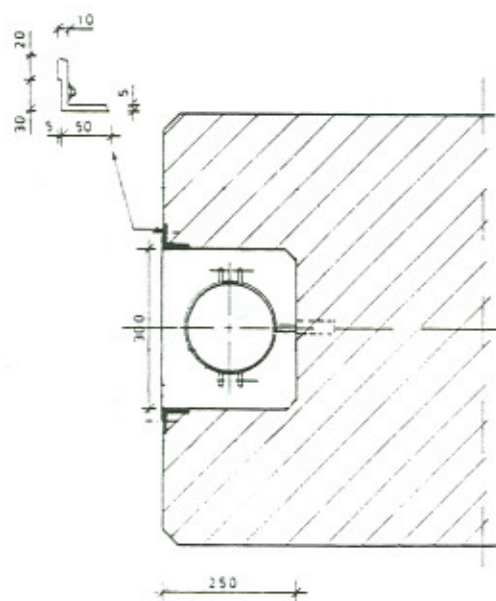
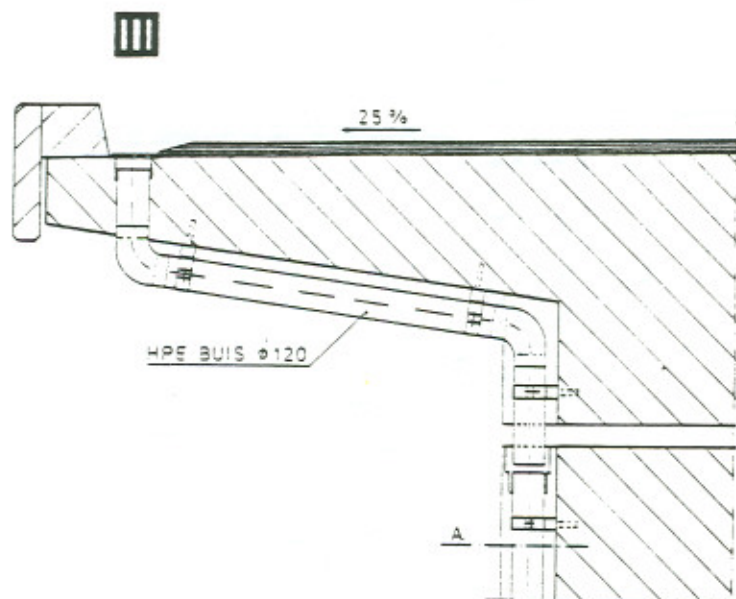
Figuur 23 Tussenafvoerput (zie ook standaarddetail hemelwaterafvoeren, documentnr. SD-001-01/05)



DOORSNEDE A

Figuur 24 Tussenafvoerput

(zie ook standaarddetail
hemelwaterafvoeren, docu-
mentnr. SD-001-01/05)



Figuur 25 Tussenafvoerbuiss

(zie ook standaarddetail
hemelwaterafvoeren, docu-
mentnr. SD-001-01/05)

7.2 Eindafvoeren

Het regenwater dat langs de schamprand afstroomt, dient aan het eind van het rijdek snel en volledig via goten en putten afgevoerd te worden. Volledig afvoeren is hier geen absoluut begrip, want het afvoersysteem is berekend op regenbuien met een periodiciteit van eenmaal per 10 jaar ($P = 10$).

Het water van regenbuien met een hogere periodiciteit kan niet volledig opgevangen worden. Daarom dient de omgeving van een landhoofd zo uitgevoerd te worden dat geen grote schaden kunnen ontstaan.

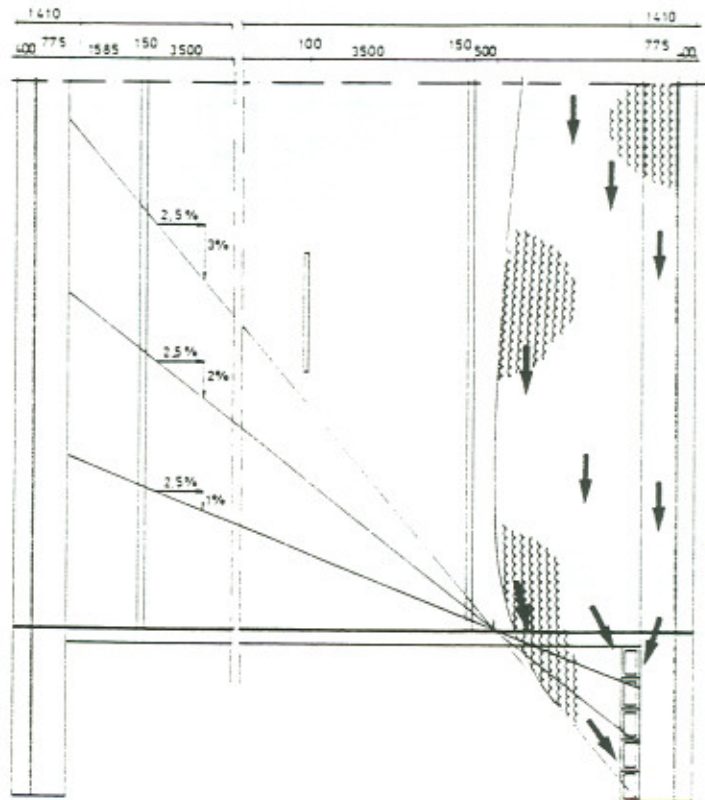
In de praktijk blijkt dat de aardebaan, achter het landhoofd, na de bouw van het kunstwerk, nog aan restzettingen onderhevig is.

Los in de aardebaan geplaatste putten maken deze zettingen mee. Vaste putten en putten die op of aan het landhoofd bevestigd zijn, maken deze zettingen niet mee.

Plaatsing van goten en putten:

- a. in de langsrichting;
- b. in de dwarsrichting.

Ad a In de langsrichting geplaatste goten en putten.

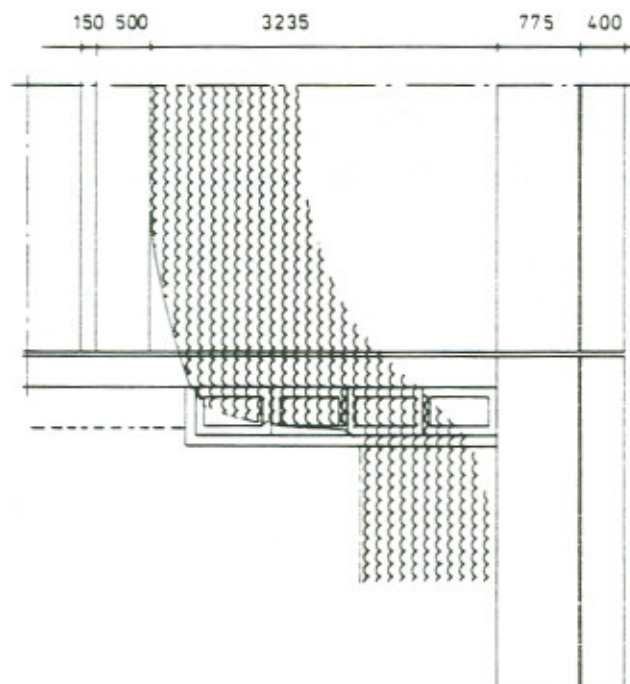


Figuur 26

De waterstroom is veel breder dan de goot.
Een deel van het water zal over de verharding van de
aardebaan naar de putten stromen.
De lengte van de gotenrij wordt bepaald door de resul-
tante van langs- en dwarsshelling en door het wateraan-
bod.

In de langsrichting is voldoende ruimte om het aantal
goten met de behoefte in overeenstemming te brengen.

Ad b In de dwarsrichting geplaatste goten en putten.



Dwarsgeplaatste goten
voldoen niet goed.

Figuur 27

De goten zijn over de breedte van de vluchtstrook geplaatst en omvatten zo de volledige waterstroom. De goten langs de schamprand worden het zwaarst belast en kunnen de waterstroom niet aan. Een deel zal over de roosters heenschieten. Bij een volledige vulling van de goot tot type II is de wateraanvoer in dit diepste deel over een breedte van 70 cm (breedte van een goot)

$$0,072 * 0,70 * 60 * \sqrt[3]{0,039^2 * 0,03^{1/2}} = 60 \text{ ltr/s.}$$

De doorlaatcapaciteit van de roosters is slechts 25 ltr/s, dus een aanzienlijk deel stroomt over de goot heen.

Dwarsgeplaatste goten kunnen voldoen indien de capaciteit van de goten aangepast wordt aan de directe aanvoer. Hetgeen betekent dat de capaciteit van de diepst in de goot gelegen put veel groter moet zijn dan de minder diep in de goot geplaatste putten, of indien dwarsgeplaatste goten gecombineerd worden met enkele langsgeplaatste.

Voor- en nadelen "dwars"goten t.o.v. "langs"goten:

Voordelen

- a. Het water wordt sneller afgevoerd.
- b. De bereikbaarheid voor het water is onafhankelijk van eventuele zettingen.

Nadelen

- a. In verband met de benodigde afmetingen en de verkeersbelasting niet in prefab uit te voeren.
- b. Verkeersonvriendelijk.
Waar steeds meer aandacht uitgaat naar verkeersvriendelijke en in verband daarmee zelfs voegloze overgangen, is de combinatie met dwarsgeplaatste putten onlogisch, ook al betreft dat hier slechts de vluchtstrook.
- c. De roosters dienen met bovenkant asfalt één vlak te vormen, dat is vooral bij asfaltvernieuwingen moeilijk te realiseren.
- d. Onderhoudsgevoelig en duur in reparaties.

Conclusies en advies:

De nadelen van in langsrichting geplaatste goten en putten hebben vooral betrekking op de grotere weg die het water moet afleggen om in de goten en putten te komen. Het water stroomt daarbij, over een korte afstand, over de aan restzettingen onderhevige aardebaan.

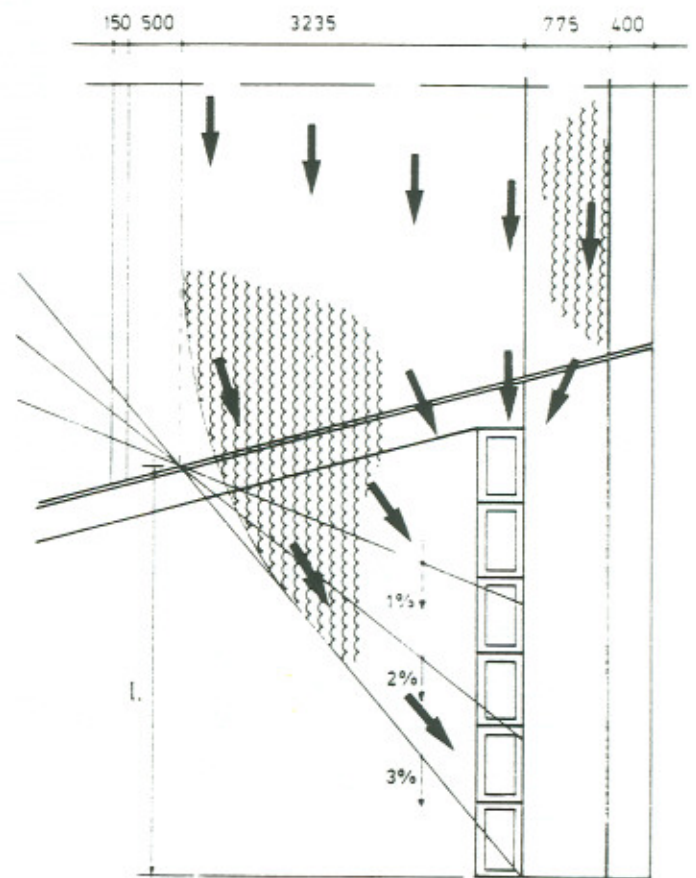
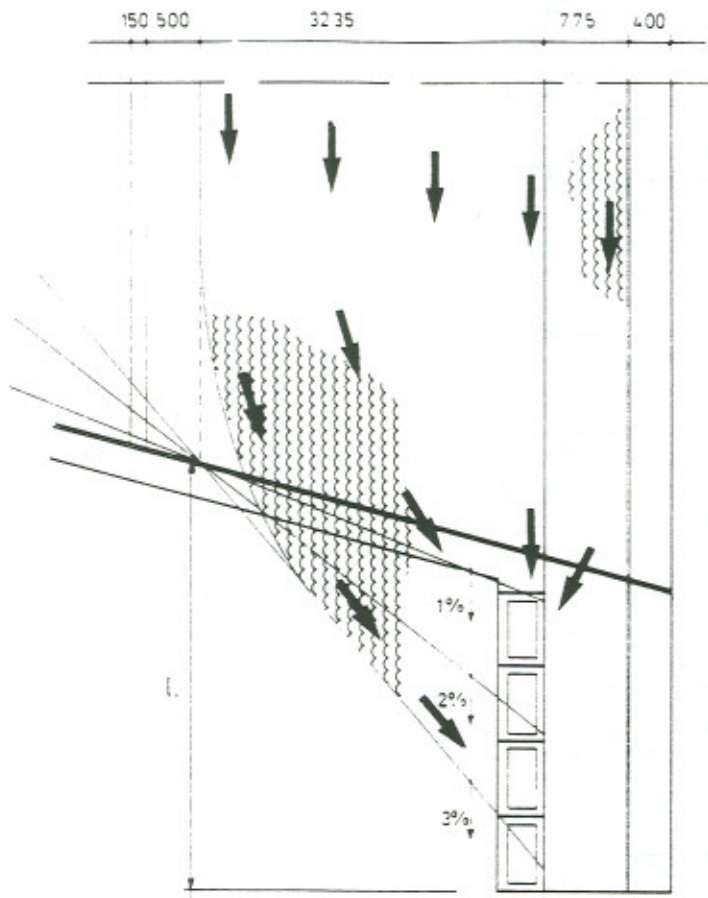
Ten gevolge van deze zettingen zal ter plaatse van de aansluiting op het landhoofd een knik ontstaan die bij autosnelwegen max. 1:100 en bij secundaire wegen max. 1:60 mag zijn (richtlijn overgangsconstructies, blz. 3). Bij een groter wordende knik dient het wegdek uitgevuld te worden.

Los in de aardebaan geplaatste putten maken de zettingen mee en dienen ten tijde van de uitvullingen gelicht te worden en opnieuw gesteld.

Vaste putten maken de zettingen niet mee en behoeven niet telkens opnieuw gesteld te worden. Door de bovenkant van de roosters twee tot vijf cm, afhankelijk van de zettingsgevoeligheid van de omgeving, beneden bovenkant wegdek te plaatsen, blijven ook deze goten bereikbaar voor het afstromende water.

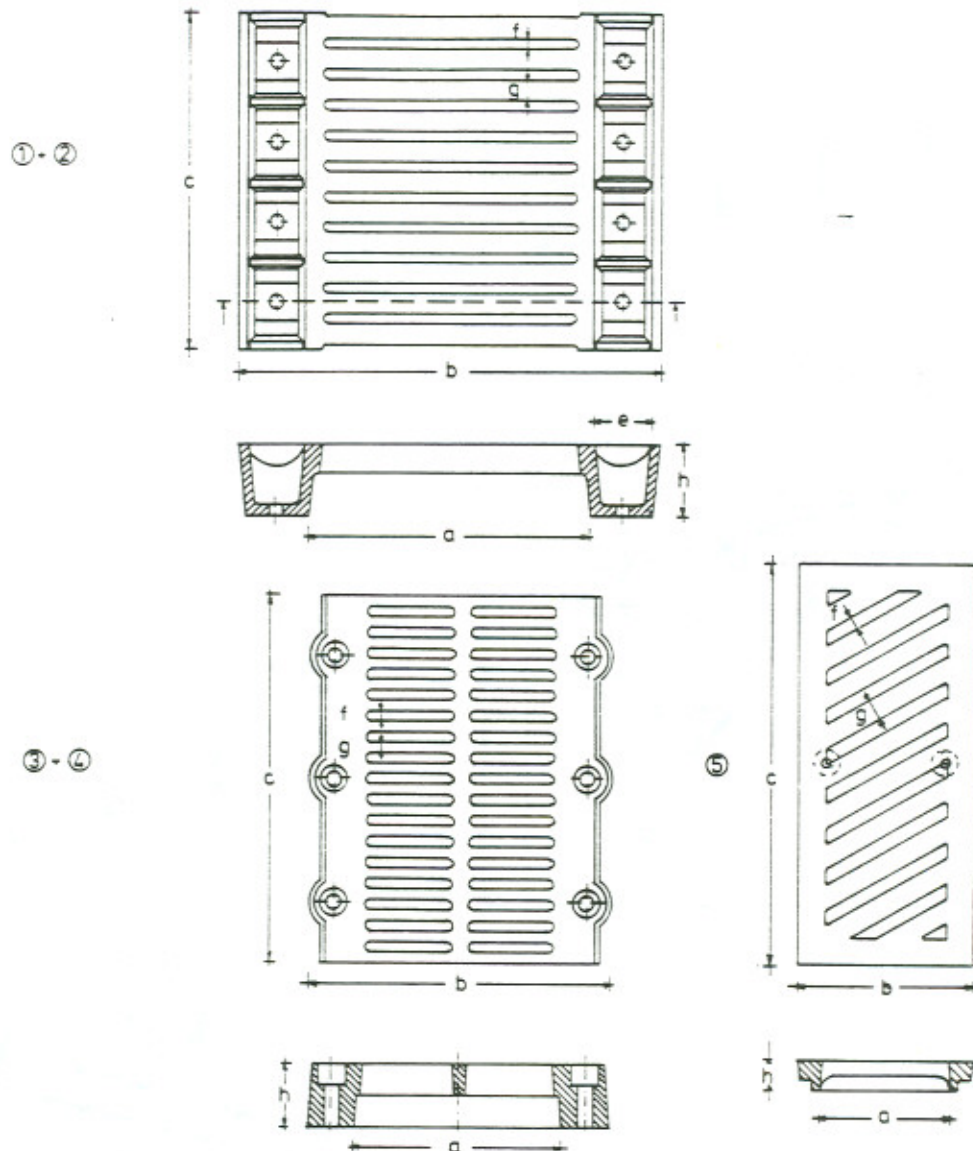
Schade door regenwater kan ook ontstaan indien het water door scheuren in de asfaltlaag in de aardebaan dringt. Deze scheuren ontstaan indien het eindsteunpunt één geheel vormt met het rijdek en daardoor de bewegingen t.g.v. krimp en kruip meemaakt. Om uitspoelingen te voorkomen, dient de aardebaan daar ter plaatse opgesloten te worden binnen een scherm van damwanden of kunststoffolie (zie richtlijn overgangsconstructies, blz. 23).

7.2.1 Minimale gootlengte bij niet-haakse beëindigingen



Figuur 28 a en b

7.2.2 Gatpercentage roosters

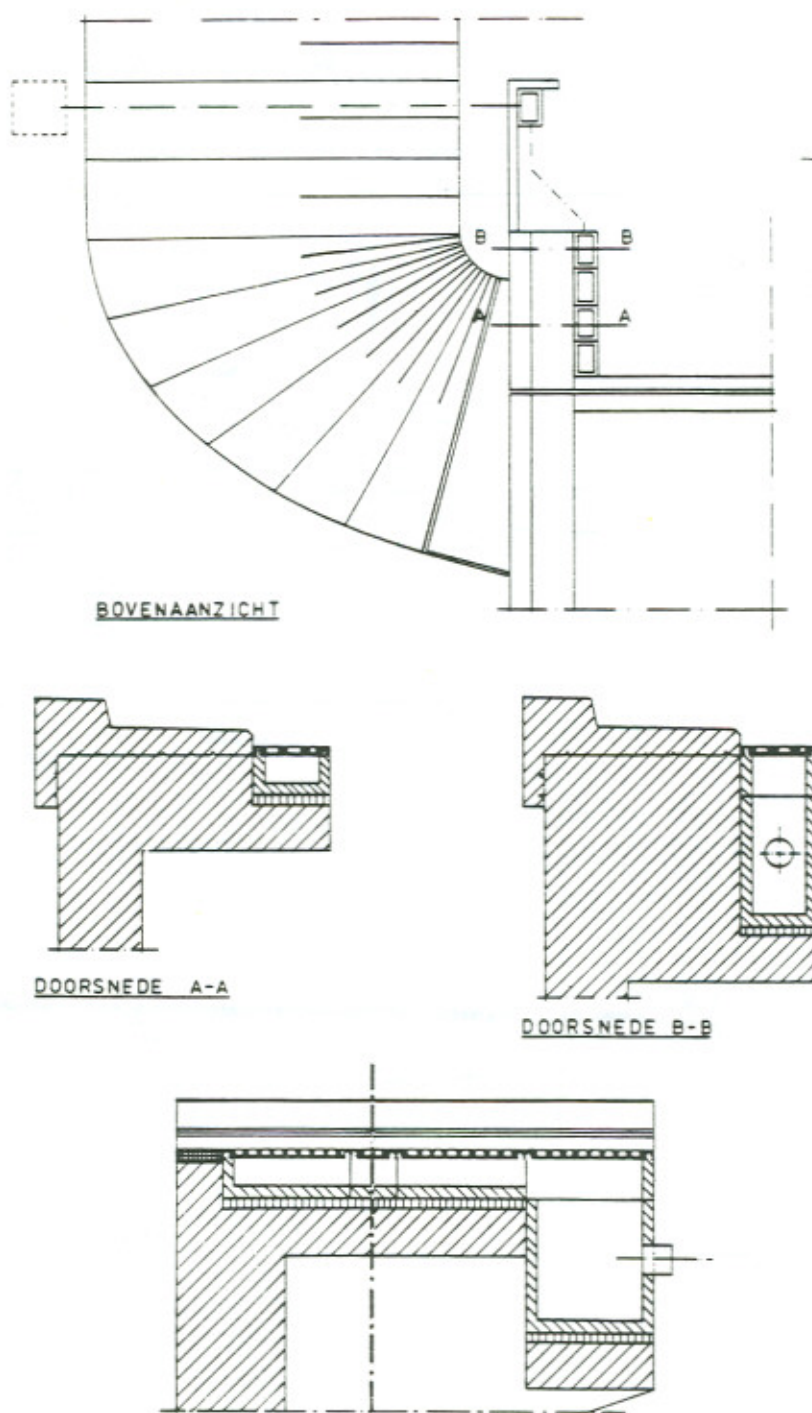


ρ = REKENFACTOR VOOR HET GATPERCENTAGE

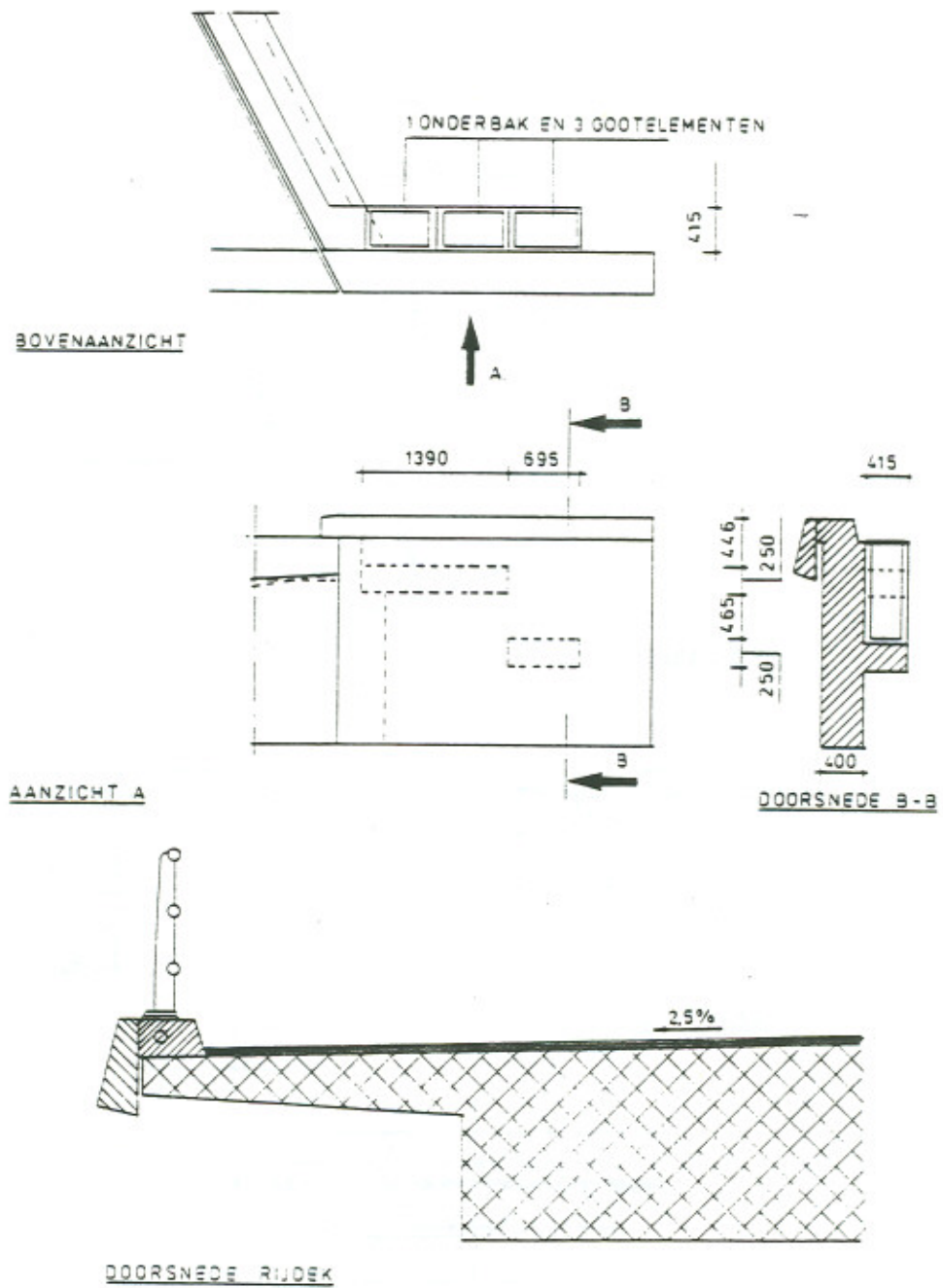
fig	a	b	c	e	f	g	h	ρ
①	600	895	700	120	33	37	150	30
②	900	1195	700	120	33	37	150	35
③	270	455	700		20	20	120	25
④	400	585	700		20	20	120	30
⑤	270	415	700		24	37	50	25

Figuur 29

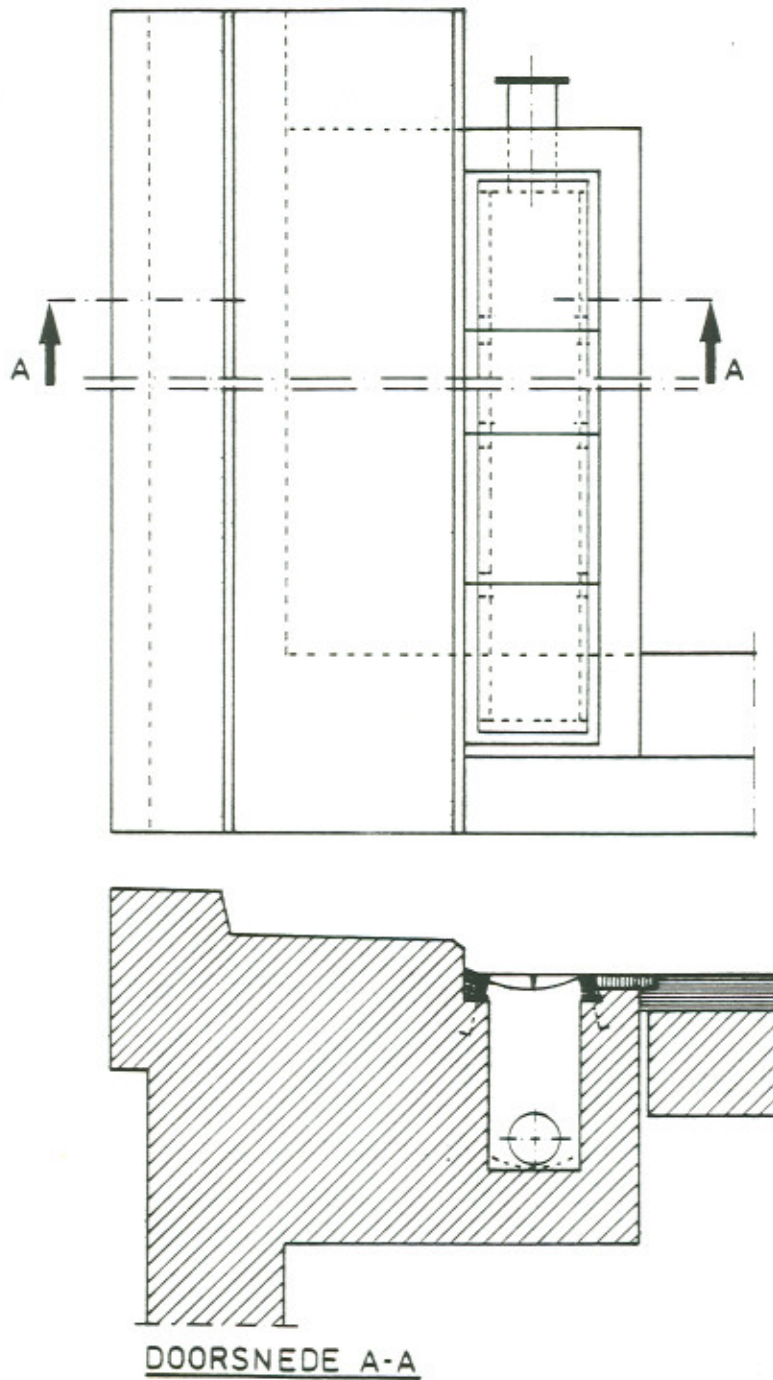
7.2.3 Standaarddetails hemelwaterafvoer



Figuur 30 (zie ook standaarddetail hemelwaterafvoeren, documentnr. SD-001-01/05)



Figuur 31 (zie ook standaarddetail hemelwaterafvoeren, documentnr. SD-001-01/05)



Figuur 32 (zie ook standaarddetail hemelwaterafvoeren,
documentnr. SD-001-01/05)