

DIE ONTWERP VAN GROND- EN ROTSVULDAMSTRUKTURE

deur

Daniël Barend Badenhorst

VOORGELÊ TER VERVULLING VAN 'N DEEL VAN DIE VEREISTES VIR DIE

GRAAD

MAGISTER IN SIVIELE INGENIEURSWESE

IN DIE FAKULTEIT INGENIEURSWESE

UNIVERSITEIT VAN PRETORIA

PRETORIA

1988

SAMEVATTING

ONDERWERP: Die ontwerp van grond- en rotsvuldamsstrukture

LEIER: Prof. dr. A. Rooseboom

MEDELEIER: Dr. L. Maree

DEPARTEMENT: Siviele Ingenieurswese

GRAAD WAARVOOR INGEDIEN: M. Ing. in Siviele Ingenieurswese

Hierdie verhandeling vorm 'n dokument waarin riglyne met betrekking tot die ontwerp van grond- en rotsvuldamme (vuldamme) vir Suid-Afrikaanse toestande saamgestel is. Bestaande kennis is geïntegreer en saamgevat. Die riglyne is veral van toepassing op damme tot 'n maksimum hoogte van 30 m.

Ontwerpsaspekte wat 'n invloed op die ekonomie, veiligheid en konstruksiepraktyk van 'n vuldamsstruktuur het, word bekend gestel. Die inleidende deel is aan die faktore wat 'n invloed op die ontwerp het, stappe tydens die ontwerpproses en 'n ontwerpstrategie gewy. Daarna is moontlike damboumateriale met hul eienskappe en die algemene vuldamsnitte opsommend bespreek. Die noodsaaklikheid en intensiteit van materiaal-ondersoeke en fondamentondersoeke word aangespreek.

Ontwerppraktyke en riglyne ten opsigte van die volgende aspekte is ingesluit:

- verdigting van grond- en rotsvulmateriale;
- deursypelingsbeheer en defensiewe ontwerpsaspekte ten opsigte van lekwater en soliedes deur die wal en fondament;
- stabiliteits-, vassakkings- en kraakvormingsbeheer van die wal en fondament;
- erosiebeheer ten opsigte van die dele van die wal wat aan die atmosfeer blootgestel is; en
- vloedbeheermaatreëls vir die kanalisering van vloedwater verby die wal op 'n veilige manier en die bekendstelling van toepaslike vloeduitlope.

Dit is bevind dat daar leemtes in sommige velde van vuldamsontwerp bestaan en aanbevelings ten opsigte van verdere navorsing word gemaak.

THE DESIGN OF EARTH AND ROCKFILL DAM STRUCTURES

by

Daniël Barend Badenhorst

SUBMITTED IN PARTIAL FULFILMENT OF THE REQUIREMENTS
FOR THE **MASTER'S DEGREE IN CIVIL ENGINEERING**

IN THE FACULTY OF ENGINEERING
UNIVERSITY OF PRETORIA

PRETORIA

1988

SUMMARY

SUBJECT: The design of earth and rockfill dam structures

LEADER: Prof. dr. A. Rooseboom

CO-LEADER: Dr. L. Maree

DEPARTMENT: Civil Engineering

DEGREE: M. Eng. in Civil Engineering

Guidelines on the design of earth and rockfill dams (fill dams) for South African conditions are documented in this treatise. Existing knowledge was integrated and summarized. These guidelines are especially applicable to dams up to a maximum height of 30 m.

Design aspects related to the economy, safety and construction practice of a fill dam are mentioned. The introductory section describes the factors influencing the design of a dam, the steps to be taken in the design process and a design strategy. Possible dam materials and their characteristics are discussed as well as the typical cross sections used for fill dams. The necessity for detailed material and foundation investigations is highlighted.

Design practices and guidelines of the following aspects are included:

- compaction of earth and rockfill materials;
- seepage control and defensive design aspects with reference to leakage water and solids through the embankment and foundation;
- stability, settlement and cracking control of the embankment and foundation;
- erosion control of those parts of the embankment exposed to the atmosphere; and
- flood control measures for the safe passing of flood water and an indication of applicable spillways.

Deficiencies in certain fields of fill dam design are identified and recommendations with reference to further research are made.

DANKBETUIGINGS

Die skrywer erken met dank die leiding en hulp van die volgende persone:

- Prof. A. Rooseboom en Dr. L. Maree van die Universiteit van Pretoria in die voorbereiding van hierdie verhandeling. Hulle onderskraging en raad het tot verbetering en tot vormgewing van die finale produk gelei.
- Mnr. H. Elges van die Departement van Waterwese onder wie se leiding ek lank werksaam was en by wie ek baie geleer het in verband met die ontwerp van vuldamme. Sy hulp en kommentaar in die afronding van hierdie verhandeling was van groot waarde.
- Mev. H. Barnard vir die keurige versorging van die figure.
- Prof. A.J. Smuts vir die gebruik van sy rekenaargeriewe en sy hulp met die afronding van die voorkoms van die teks.
- Hettie, Jaco en Marié (my vrou en kinders) vir die morele ondersteuning en opoffering tydens die samestelling van hierdie verhandeling.
- My ouers en skoonouers vir hulle belangstelling gedurende my studie.

Dank ook aan Bruinette Kruger en Stoffberg Ingelyf, my huidige werkgewer, vir die studiebeurs.

Bowe-al dank aan my Skepper vir die geleentheid om hierdie taak te voltooi.

INHOUDSOPGAWE

1 INLEIDING	1
1.1 DOEL EN INHOUD VAN VERHANDELING	1
1.2 DEFINISIES EN STAPPE TYDENS ONTWERP.....	2
1.2.1 Definisies	2
1.2.2 Stappe en prosedures tydens die ontwerpproses	2
1.3 ONTWERPSFILOSOFIE EN FAKTORE WAT DIE UITLEG EN ONTWERP VAN 'N WAL BEÏNVLOED	7
1.3.1 Sleutelbeginsels.....	7
1.3.2 Faktore wat die uitleg en ontwerp beïnvloed.....	11
1.3.3 Belangrike aspekte en ontwerpstrategie.....	11
1.4 SNITSOORTE VIR VULDAMME	12
1.4.1 Inleiding	12
1.4.2 Homogene walle soos in figuur 1.2 getoon;	12
1.4.3 Gesoneerde walle soos in figuur 1.3 getoon;	14
1.4.4 Diafragmawalle soos in figuur 1.2 getoon;	15
2 OPSOMMING VAN MATERIALE EN MATERIAAL- EIENSKAPPE.....	17
2.1 MATERIAAL-ONDERSOEKE	17
2.1.1 Grondmateriale	17
2.1.2 Fondamentmateriale	18
2.2 GRONDMATERIALE	19
2.2.1 Toetse en redes vir toetse	19
2.2.2 Die klassifikasie van Suid-Afrikaanse gronde	23

2.2.3. 'n Aanduiding van parameterverspreiding volgens die "Unified Soil Classification"	23
2.2.4 Die seleksiesisteen ten opsigte van materiale vir gebruik in die binnesone of buitesone van 'n wal	27
2.2.5 Verbande tussen parameters	32
2.3 PROBLEEMGRONDE	35
2.3.1 Dispersiewe gronde	35
2.3.2 Swiggronde	35
2.3.3 Vloeisande en -slikke	36
2.3.4 Gronde met hoë organiese inhoud	36
2.4 ROTSVUL	36
2.4.1 Inleiding	36
2.4.2 Konstruksie-oorwegings	37
2.4.3 Duursaamheid en sterkte	37
2.5 SANDE	38
2.6 GRUISE	40
2.7 STORTKLIP	40
2.8 GRONDSEMENT	40
2.9 BENTONIET	41
2.10 ALGEMENE ASPEKTE	41
3 FONDAMENTTOESTANDE.....	43
3.1 BELASTINGS	43
3.2 FONDAMENTONDERSOEKE	44
4 VERDIGTINGSPRAKTYKE EN -RIGLYNE.....	46
4.1 INLEIDING.....	46

4.2 GRONDVUL	46
4.2.1 Standaard	46
4.2.2 Kernmateriaal	48
4.2.3 Deurlaatbaarheid	49
4.2.4 Laagdiktes	49
4.2.5 Verdigting in beperkte gebiede.....	49
4.3 ROTSVUL.....	50
4.3.1 Metode van verdigting	50
4.3.2 Laagdikte	50
4.3.3 Gradering	50
4.4 FILTERSTELSELS	51
4.5 VERDIGTING IN VERGELYKING MET ANDER EIENSKAPPE.....	51
5 PRAKTYKE EN RIGLYNE TEN OPSIGTE VAN DEURSYPELINGSBEHEER	57
5.1 INLEIDING	57
5.2 BEPALING VAN VLOEILYNE EN DEURSYFERING.....	58
5.3 DEFENSIEWE ONTWERP	61
5.3.1 Sonering	61
5.3.2 Dreinerings- en/of filtreringstelsels	61
5.3.3 Kernverlengingafsnymuur	72
5.3.4 Bryvulgordyne	74
5.3.5 Modderslootafsnymuur	76
5.3.6 Stroom-opkometers	76
5.3.7 Stroom-af dreineringslote of drukverligtingsgate	79
5.3.8 Grondwal-fondament-kontakbehandeling (Hirschfeld, 1973 en Bureau of Reclamation, 1984)	79

5.3.9 Dreineringsstunnels soos galerye (Kutzner, 1982)	81
5.3.10 Stroom-afberms teen deursypelingskragte:	81
5.4 STRUKTURE VIR MONITERING VAN DEURSYPELINGSWATER	81
6 PRAKTYKE EN RIGLYNE TEN OPSIGTE VAN STABILITEITSBEHEER.....	83
6.1 INLEIDING.....	83
6.2 BELANGRIKE ALGEMENE ASPEKTE BY DIE BEPALING VAN DIE STABILITEIT VAN GRONDWALLE.....	85
6.2.1 Versadigde, gedeeltelik-versadigde en ondergedompelde hellings:.....	85
6.2.2 Keuse van ontwerpsterkteparameters.....	85
6.2.3 Hidrostatiese oordruk tydens konstruksie.....	85
6.2.4 Kritiese toestande vir ontleding.....	86
6.3 EWEWIGSMETODES.....	86
6.3.1 Inleiding.....	86
6.3.2 Bepaling van die mees kritieke glipvlak.....	100
6.3.3 Spanningskrake.....	100
6.3.4 Veiligheidsfaktore, gevalle en skuifsterktetoets.....	100
6.3.5 Ander belangrike faktore.....	103
6.3.6 Dinamiese kragte.....	104
6.4 ONTLEDINGS TEN OPSIGTE VAN SPANNINGS EN VERVORMINGS....	105
6.4.1 Metodes.....	105
6.4.2 Hidrouliese breukvorming.....	107
6.4.3 Vergelyking van ewewigsmetodes met eindigelementmetodes..	109
6.4.4 Aanbevole metodes.....	110
6.5 VASSAKKING.....	111

6.5.1 Monitering van vassakking.....	111
7 BEHEER TEN OPSIGTE VAN HELLINGSBESKERMING VAN GRONDWALLE.....	112
7.1 INLEIDING.....	112
7.2 TEEN STORMWATER	112
7.3 TEEN WATERGOLWE	113
7.3.1 Stortklip	114
7.3.2 Plat hellings.....	116
7.3.3 Betonblaaie	116
7.3.4 Grondsement.....	116
7.3.5 Handgepakte klipbestrating	117
7.3.6 Betonblokkies.....	117
7.3.7 Bitumen	118
7.3.8 Skanskorfmatrasse.....	118
8 VLOEDBEHEER: RIGLYNE EN PRAKTYKE	120
8.1 DOEL EN SOORTE VLOEDUITLOPE	120
8.2 VLOEDONTWERPKRITERIA	122
8.3 VRYBOORD	125
8.3.1 Inleiding	125
8.3.2 Vryboordkriteria.....	125
8.3.3 Vassakking van vulwal en fondament	127
8.3.4 Bokant van ondeurlaatbare sone.....	129
8.3.5 Golfmure.....	129

8.3.6	Spesifieke terreintoestande.....	129
8.3.7	Minimum vereistes.....	130
8.3.8	Oorstroming van vulwalle	130
8.4	VLOEDUITLOPE	130
8.4.1	Inleiding	130
8.4.2	Oppervlakoorlope	131
8.4.3	Onderuitlate	134
8.5	HIDROULIESE ASPEKTE	135
8.6	NOODWALLE	135
8.7	EROSIEVERMOË VAN GRONDWALLE	136
8.8	STAALVERSTERKTE ROTSVUL	137
8.9	RIVIERVERLEGGING TYDENS KONSTRUKSIE.....	139
9	GEHALTEBEHEER	140
9.1	INLEIDING	140
9.2	GEHALTEBEHEERSISTEEM.....	140
9.3	VERWYSING	140
9.4	VEROUDERING VAN MATERIALE.....	140
10	GEVOLGTREKKINGS EN AANBEVELINGS	143
10.1	GEVOLGTREKKINGS.....	143
10.2	AANBEVELINGS.....	144
10.2.1	Materiale.....	145
10.2.2	Stabiliteitsmetodes	145
10.2.3	Erosieweerstand van gronde	145
10.2.4	Onderhoudshandleiding.....	145

10.2.5 Sintetiese materiale	146
10.2.6 Stabiliteit van betonblokkies	146
10.3 SLOTOPMERKING.....	146
AANHANGSEL A: SPESIFIKASIE VIR DIE PLASING VAN GRONDSEMENT	147
AANHANGSEL B: SPESIFIKASIE VIR DIE GEHALTEBEHEER TYDENS PLASING VAN GROND	148
BRONNELYS.....	151

LYS VAN FIGURE

TITEL	NOMMER
Driedimensionele aansig van 'n tipiese, gesnyde, gesoneerde vulwal.	1.1
Vulwalle: snitsoorte	1.2
Klassifikasiekaart vir grond	2.1
Relatiewe verbande en eienskappe van grondsoorte	2.2
Grondklassifikasiekaart en pypvorminggeneigdheid	2.3
Opgawe van grondmeganiese parameters vir Suid-Afrikaanse grondsoorte	2.4
Vloegrens / plastisiteitsverband per sone van grondwalle	2.5
Standaard Proctortoets-eienskapverbande per sone in grondwalle	2.6
Plastisiteit-sterkteverband per sone in grondwalle	2.7
Skuifsterktehoek- / plastisiteitverband	2.8

Standaard Proctortoets-eienskapverbande	2.9
Permeabiliteitskarakteristiek van vulwalmateriale volgens die Casagrande-indeling	2.10
Verdigtingstandaarde vir een soort grond	4.1
Verbande tussen grondmeganiese parameters van ondeurlaatbare grondmateriaal	4.2
Verbande tussen grondmeganiese parameters van ondeurlaatbare grondmateriaal	4.3
Verbande tussen grondmeganiese parameters van semi-deurlaatbare grondmateriaal	4.4
Verbande tussen grondmeganiese parameters van semi-deurlaatbare grondmateriaal	4.6
Bepaling van freatiese lyn en lekkasie vir homogene dam op ondeurdringbare fondament	5.1
Drie-dimensionele aansig van gesnyde grondwal en fondament met deursypelingsbeheermaatreëls	5.2
Effek van afsnymuur teen lekkasie	5.3

Snitte deur vulwalle met die verskil in effek van kombars en afsnit getoon	5.4
Grafiek met effek van gedeeltelike afsnit in deurlaatbare fondament getoon	5.5
Tipiese hellingsglippe	6.1
Verskillende soorte vloeditlate	8.1
Golf- en ooploopbesonderhede	8.2
Toelaatbare snelhede en dieptes van vloeiende water oor verskillende materiale	8.3
Snit deur noodwal	8.4
Gehaltebeheerstelsel vir kontrole tydens konstruksie	9.1

INLEIDING

1.1 DOEL EN INHOUD VAN VERHANDELING

Die doel van hierdie verhandeling is om riglyne wat geskik is vir Suid-Afrikaanse toestande vir ontwerpingenieurs oor grond- en rotsvuldammewalle saam te stel. Ontwerpsaspekte wat 'n invloed op die ekonomie, veiligheid en konstruksiepraktyk van 'n dam het, word bekend gestel. Aangesien die ontwerpingenieur verantwoordelik vir gehalteversekering is, word dit ook ingesluit. Die ontwerp van vuldamme word gedefinieer as die uitdink en uitlê van grond- en rotsvuldamme. Aspekte met betrekking tot hidrologie, hidroulika, geomeganika, geologie, ekonomie, konstruksie, omgewingsleer en in 'n mindere mate meganika en elektronika word ingesluit. Hierdie riglyne is veral van toepassing op damme met maksimum hoogte minder as 30 m aangesien spesialisstudies, -metodes en gewysigde kriteria soms van toepassing is op hoër damme.

Die eienskappe van 'n spesifieke damterrein en die beskikbare materiale het onder andere 'n groot invloed op die ontwerp. Die eienskappe van die hoofmateriale waaruit 'n vulwal gebou word, naamlik grond of rotsvul, is gewoonlik nie-homogeen en varieer baie. Verder is die eienskappe van materiale in die fondament weens die groot hoeveelheid oor 'n uitgestrekte gebied in 'n beperkte mate bekombaar en wisselend. Verskillende soorte vloeduitlope en groottes daarvan kan ook voorsien word en kan die ekonomiese wenslikheid van damme bepaal.

Weens die verskeidenheid van materiale, moontlike terreine en verskillende ontledingsmetodes is dit moontlik dat ontwerpers met uiteenlopende ontwerpe vorendag kan kom wat ewe funksioneel en veilig is. Aan die ander kant is dit moontlik dat te min kennis en ervaring oor sekere aspekte mislukking in die hand kan werk.

Ter inleiding val die klem op die ontwerpfilosofie en in besonder op die faktore en stappe wat 'n invloed op ontwerp het, 'n ontwerpstrategie asook op die algemene vuldamsnitte. Moontlike damboumateriale met hul eienskappe word opsommend bespreek. Die eienskappe van Suid-Afrikaanse materiale en die noodsaaklikheid en intensiteit van materiaal- en fondamentondersoeke word ook aangespreek. Ontwerppraktyke en -riglyne ten opsigte van die volgende aspekte is ingesluit:

- verdigting van grond- en rotsvulmateriale;
- deursypelingsbeheer- en defensiewe ontwerpsaspekte ten opsigte van lekwater en soliedes deur die wal en fondament;
- stabiliteitsbeheer-, vassakking- en kraakvormingaspekte van die wal en fondament;

- erosiebeheergebruike ten opsigte van die dele van die wal wat blootgestel is aan die atmosfeer; en
- vloedbeheermaatreëls vir die kanalisering van vloedwater verby die wal op 'n veilige manier en 'n bekendstelling van die mees algemene vloeditlope.

1.2 DEFINISIES EN STAPPE TYDENS ONTWERP

1.2.1 Definisies

Die belangrikste en mees algemene begrippe word soos volg gedefinieer:

Met die woorde “*ontwerp van 'n struktuur*” word bedoel die uitdink, uitlê, saamstel, beskrywing en gehalteversekering van 'n bepaalde struktuur soos 'n nuwe damwal sodat dit gebou kan word.

Met die woord “*dam*” word daar aanvaar dat 'n walstruktuur en 'n fondament waterkragte teëhou, water in die damkom opgedam of uitgekeer word, en vloedwater verby of oor die wal deur middel van 'n vloeditloop kan stroom.

Die term “*grondvuld*” word as 'n dam gedefinieer waarvan die walstruktuur hoofsaaklik uit grond opgebou is.

'n “*Rotsvuld*” is soortgelyk aan 'n grondvuld behalwe dat die walstruktuur hoofsaaklik uit rots opgebou is.

Die begrip “*gekombineerde dam*” beteken dat die wal uit beton- (soos byvoorbeeld by die oorloop) en grond- of rotsvulgedeeltes bestaan.

Die term “*vuld*” word as versamelnaam vir grond- en rotsvuldamme gebruik. Die verskillende komponente van 'n tipiese vuld word in figuur 1.1 getoon.

1.2.2 Stappe en prosedures tydens die ontwerpproses

Die ontwerpfasie volg normaalweg nadat die uitvoerbaarheidstudie voltooi is. Tydens die uitvoerbaarheidstadium word die doel en benodigde kapasiteit van die beoogde dam onder andere geïdentifiseer met 'n aanduiding van die posisie en koste daarvan. 'n Geologiese ondersoek, 'n hidrologiese ondersoek en 'n leweringsstudie waartydens onder andere die gemiddelde jaarlikse vloei bekend word, word hierby ingesluit. Ten einde die uitvoerbaarheid te bewys en koste te bepaal, is dit nodig om 'n voorlopige ontwerp uit te voer. Nadat die beplanningsfasie afgehandel is, vind die besluitneming oor die befondsing van die dam plaas en indien gunstige oorweging geskenk word, volg die detailontwerp- en konstruksiefases.

Die volgende stappe word gewoonlik by die ontwerp van gronddamme gevolg:

- die uitsoek van die mees geskikte terrein en 'n detailopmeting daarvan;
- 'n deeglike ter plaatse- en laboratoriumondersoek na beskikbare materiale; ✎
- die ondersoek na geologiese- en fondamenttoestande; -
- die studie ten opsigte van die ontwerpvlloed(e) vir die dam. Hierdie studie sluit nie alleen die bepaling van die ontwerpvlloed in nie, maar ook die bepaling van stukrommes beide stroom-op en stroom-af van die dam en die in agneming van vlloedabsorpsie;
- die samestelling van die uitleg en sonering van die dam volgens die hoeveelhede en eienskappe van die beskikbare materiale en volgens behoefte vir ingevoerde materiale;
- die bepaling van die stabiele vorm van die walstruktuur;
- die saamstel van die deursypelingsbeheermaatreëls in die wal en in die fondament;
- die ontwerp van die hellingbeskermingsmaatreëls;
- die ontwerp van bykomende strukture soos 'n brug en of paaie;
- die bepaling van die soort, grootte en die ontwerp van die onderuitlaat met bykomende uitlaatstrukture indien nodig;
- die bepaling en ontwerp van die vloeditloopstruktuur;
- die ontwerp van omgewingsprojekte met die oog op die bewaring van die omgewing;
- die organisering van die verskuiwing van dienste;
- 'n finale kosteraming en/of ekonomiese studie;
- die saamstel van ingenieurstekeninge, ontwerpverslag en spesifikasies vir die bou van die dam; en
- die aansoekdoen van staatssubsidies indien van toepassing.

Daar word deur die skrywer aanbeveel dat die doel en die ekonomiese wenslikheid van die projek waarvan die dam deel uitmaak, deurentyd soos die ontwerp verander in gedagte gehou word.

Sedert 1984 is daar damveiligheidswetgewing (Waterwet, 1956) van toepassing en ooreenkomstig damveiligheidsregulasies (Damveiligheidsregulasies, 1986) moet sekere prosedures tydens die ontwerp van nuwe damme of die verandering van bestaande damme gevolg word. Damme (met 'n veiligheidsrisiko) word deur die staat in verkillende kategorieë ingedeel na gelang van die potensiële bedreigingspotensiaal in terme van menselewensverlies en ekonomiese skade. 'n Dam byvoorbeeld met 'n maksimum hoogte minder as 12 m, maar meer as 5 m en 'n geringe potensiële bedreigingspotensiaal, word tot 'n kategorie I-dam geklassifiseer terwyl 'n dam hoër as 30m gewoonlik 'n hoë bedreigingspotensiaal het en tot 'n kategorie

TABEL 1.

**SAMEVATTING VAN DIE HOOFVEREISTES IN DIE
VEILIGHEIDSREGULASIES TEN OPSIGTE VAN VERSKILLENDE
KATEGORIEË VAN NUWE DAMME**

(Die damkategorieë waar aksie van toepassing is, is in hakies getoon en afkortings word onder aan tabel verklaar.)

VEREISTE OPTREDE	WANNEER OPTREDE VEREIS WORD	VERANTWOORDE- LIKE/DAMKATE- GORIE
Verstrek inligting vir klassifikasie	Na afhandeling van uitvoerbaarheidstudie	Eienaar of PI namens hom (I,II,III)
Verkry dienste van GPI	By aanvang van ontwerp	Eienaar (II,III)
Stel professionele span saam	By aanvang van ontwerp	GPI (III)
Voorsien inligting vir die verkryging van permit om te bou	Na ontwerp, voor enige bouwerk begin	Eienaar (I), GPI (II) en GPI + PS (III) namens eienaar
Voldoen aan voorwaardes in permit om te bou	Tydens boufase	Eienaar (I), GPI (II) en GPI + PS (III) namens eienaar

[TABEL 1 vervolg]

Voorsien inligting vir die verkryging van permit om op te gaar	Na konstruksie, voor afsluiting van riviervlerleggingswerke	GPI (II), GPI + PS (III) namens eienaar
Registreer dam	Binne 120 dae nadat dam in staat is om water op te gaar	Eienaar (I, II, III)
Voldoen aan voorwaardes in permit om op te gaar	Na uitreikingsdatum vir 'n periode deur die Staat bepaal	Eienaar en personeel soos deur GPI gespesifiseer (II, III)

Notas: GPI = Goedgekeurde Professionele Ingenieur
 PS = Professionele Span
 PI = Professionele Ingenieur

III-dam geklassifiseer word. 'n Dam laer as 30 m kan as 'n kategorie III-dam geklassifiseer word, indien die bedreigingspotensiaal hoog is, maar word tot 'n kategorie II-dam geklassifiseer indien die bedreigingspotensiaal laag of beduidend is, behalwe in die kategorie I-damgeval soos hierbo bespreek. 'n Samevatting van die hoofvereistes in die regulasies ten opsigte van verskillende kategorieë van damme is in tabel 1 vervat: (Croucamp, 1986)

Die goedgekeurde professionele ingenieur word in die veiligheidwetgewing as 'n persoon met wye ervaring wat die volle professionele verantwoordelikheid op hom neem beskou. Die standaard waaraan die Staat die spesifieke standarde van 'n ontwerp meet, word as "wêreldstandaarde" gedefinieer. Hierdie wêreldstandaard verander met tyd soos die tegnologie verander. Benewens bogenoemde aspekte bly die ontwerpingenieur verantwoordelik vir gehalteversekering tydens konstruksie.

Gehalteversekering word gedefinieer as die kontrole wat oor alle praktyke en standarde van die ontwerp en konstruksie van die dam uitgevoer word. Dit sluit in die uitvoering van die konstruksietaak volgens plan en spesifikasie, die opdatering van die ontwerp indien veranderde toestande voorkom, monitering, waarneming en die volg van gedragsevaluasieprosedures. Dit is dus noodsaaklik vir die ontwerper om noue kontak tydens konstruksie te hou en alle

ontwerpprobleme op te los en nuwe inligting wat tydens die konstruksieproses te voorskyn tree, soos by die ontbloting van die fundamente, in oorweging te neem.

Tydens die ontwerp van damme moet daar altyd rekening gehou word met die feit dat damme funksioneel moet bly. Die opstel van 'n bedryfs- en instandhoudingshandleiding is dus van belang. Die veiligheidswetgewing maak ook voorsiening vir die gereelde (roetine) inspeksies en omvattende inspeksies elke vyf jaar sodat die gedrag van die dam gemoniteer en aksies geneem kan word indien nodig.

1.3 ONTWERPFILOSOFIE EN FAKTORE WAT DIE UITLEG EN ONTWERP VAN 'N WAL BEÏNVLOED

1.3.1 Sleutelbeginsels

Die belangrikste sleutelbeginsels in die ontwerp van damme, is soos volg:

- die uitleg van die walstruktuur met alle meegaande komponente soos die oorloop moet die mees ekonomiese oplossing moontlik wees; en
- die dam moet tydens konstruksie en die leeftyd daarvan veilig wees. Hierdie is nie net 'n vereiste volgens artikel 9C van die Waterwet, (Waterwet, 1956) nie, maar is veral in belang van mense en eiendom stroom af van damme asook die dameienaar sodat die doel van die dam oor die leeftyd van die projek waarvan die dam deel uitmaak, bereik mag word.

1.3.2 Faktore wat die uitleg en ontwerp beïnvloed

In uitsonderlike gevalle word daar afgewyk van bogenoemde kriteria, byvoorbeeld wanneer daar om politieke redes besluit word om 'n spesifieke groep persone (kiesers) se wense te vervul, en mag die mees ekonomiese struktuur dus nie noodwendig gebou word nie. In sommige gevalle, byvoorbeeld

TABEL 2

FAKTORE WAT DIE UITLEG EN ONTWERP VAN 'N VULDAM BEÏNVLOED

FAKTOR

BESPREKING

TOPOGRAFIE

Die vorm van die landskap by 'n damterrein het 'n invloed. Afgesien van die soeke na die wydste en grootste damkom, word 'n walterrein in 'n rivier gewoonlik so gekies dat die maksimum snit van die wal oor die kortste

TABEL 2 [vervolg]

dwarsafstand strek. Weens die hoë eenheidskoste van beton en rotsvul en die relatiewe lae eenheidskoste van grondvul is beton- en rotsvuldamme gewoonlik by nou valleiterreine en grondvuldamme by wyer terreine wat langer walle noodsaak, die mees ekonomiese oplossing.

FONDAMENT

Die sterkte-eienskappe van gesteentes en materiale en die interaksie-meganisme tussen naatstelsels en/of verskuiwings in die fondament kan bepalend wees op die tipe dam wat gekies word. 'n Grondwal kan op fondamente met 'n laer dravermoë en sterkte-eienskappe veral met betrekking tot skuifsterkte gebou word. Rotsvulwalle met steil hellings, relatief smaller fondamente en dun kerns moet op fondamente met beter eienskappe (veral ten opsigte van die wrywingshoek) geplaas word. Vassakkingskrake en pypvorming kan weens verskuiwings en diskontinuiteite in die fondament plaasvind. Daar moet deurentyd met deursyfering rekening gehou word. Fondamentvoorbereidingskoste kan in die geval van vuldamme weens die groot area wat dit beslaan en die afplatting van steil kranse na aanvaarbare hellings vir vassakkingsvereistes, 'n groot persentasie van die totale koste beslaan.

**BESKIKBARE
MATERIALE**

In die geval van vuldamme word geskikte materiale wat deur die natuur na die terrein vervoer is, op die terrein voorkom of oorskot materiale van uitgrawings van ander strukture soos tonnells en gevolglik baie goedkoop is, gebruik. Indien die materiale nie beskikbaar is nie en beton of filtermateriale ten duurste na die terrein vervoer moet word, kan dit tot verandering in uitleg lei.

TABEL 2 [Vervolg]

VLOEDUITLOOP

Die voorsiening van 'n veilige vloeduitloop is 'n belangrike en soms duur aspek in die geval van vuldamme. Aangesien goeie gehalte beton en rots minder erodeerbaar as grond is, word daarna gestreef dat vloedwater oor beton of rots, maar nie oor grond nie, mag spoel. 'n Nek in 'n aangrensende bergreeks of een kant van 'n dam kan as 'n goedkoper vloeduitloop gebruik word terwyl uitgrawingsmateriaal daaruit weer in die wal gebruik kan word. Vloedoorlope kan ook in die riviergedeelte opgebou word met grondflanke wat daarby aansluit. In sommige gevalle kan die oorloop met spesiale voorsorg oor 'n grondwal gebou word. In die geval van steil oewerhellings kan 'n tonneloplossing of onderuitlaat gewens wees, maar indien die oewers plat is, moet die vloedwater met behulp van 'n geut terug rivier toe gekanaliseer word. Strukture vir energiedemping aan die einde van die oorloop om uitkalwing aan die fundamente of ander skades te verhoed, moet nooit uit die oog verloor word nie. Voldoende vryboord moet voorsien word.

RIVIERVERLEGGING

Die rivierverlegging by betondamme is relatief eenvoudig en goedkoop aangesien gegote betonwerke meestal as oorloopstrukture vir vloedwater tydens konstruksie kan fungeer. Vir vuldamme is daar 'n beperking, naamlik dat water nie oor die vulgedeelte mag loop nie, aangesien dit kan wegwas. Onderuitlate of spesiale verleggingstrukture moet gebou word.

KLIMAAT

In nat omgewings kan die gebruik van nat grond in vulwalle te hoë poriedrukke tydens konstruksie wat onstabiliteit in die hand kan werk tot gevolg hê. 'n Ander soort wal of platter hellings kan dan nodig wees. In droë gebiede mag dit nodig wees om dikker kerns en/of filters

TABEL 2 [Vervolg]	te plaas om sodoende uitdrogingskrake wat tot pypvorming aanleiding kan gee, teë te werk. Tydens konstruksie van vulmateriale kan vulmateriale uitdroog of te nat word wat 'n invloed op die gehalte en produksie of kostes het. Klein damme uit klei gebou kan uitdroog en kraak indien dit nie altyd water hou nie.
AARDSKUDDING	Indien vuldamme in trillings sensitiewe gebiede gebou word, sal dinamiese ontledings en spesiale toetse rakende vryboordvereistes in die ontwerp ingesluit moet word. Hekke kan ook tydens aardskuddings buite werking raak.
KONSTRUKSIE-VERMOË	Die beskikbaarheid van masjiene en brandstof en ander faktore soos die tempo waarteen gebou kan word, bepaal gewoonlik of die konstruksie van vulwalle uitvoerbaar is. Indien groot vragmotors spesiale brandstof vir die vervoer van vulmateriaal tydens konstruksie van 'n vulwal benodig en dit ingevoer moet word, mag 'n ander alternatief meer ekonomies wees. Die soort en hoeveelheid beskikbare masjiene kan veral tydens rivierverlegging bepaal of 'n vuldammontlik is.
DIENSTE, EIENDOM EN VERBETERINGE IN DAMKOM	Hierdie aspekte, wat byvoorbeeld insluit die verskuiwing van kraglyne, paaie, minerale regte en pyplyne en onderhandeling met verskillende eienaars wie se grond onder water geplaas word, het 'n invloed op die koste van die projek en kan bepalend tot die uitleg van die projek wees.
STROOM-AF ONTWIKKELING	Stroomaf-ontwikkeling en menseleuens wat ter sprake kom as die damwal sou breek, het 'n invloed op die bedreigingspotensiaal en gevolglike kategorie-indeling en standaard wat bereik moet word.

in die geval van kleiner damme, of damme met 'n kleiner bedreigingspotensiaal, is 'n groter risiko aanvaarbaar en word 'n ander waarde aan veiligheid geheg.

Dit is moontlik om verskillende ontwerpe vir 'n dam uit te voer wat binne perke aan albei bogenoemde kriteria kan voldoen. Daar is egter verskillende faktore wat die uitleg en ontwerp van 'n vuldam kan beïnvloed. Hierdie faktore is in tabel 2 hiernaas opgesom.

1.3.3 Belangrike aspekte en ontwerpstrategie

Die belangrikste voordeel in die geval van vulwalle is dat materiale wat natuurlikerwys na die damterrein gespoel het en derhalwe nie ver na die terrein vervoer hoef te word nie, of materiaal wat in-situ voorkom, gewoonlik as vulmateriaal gebruik kan word. Die hoeveelheid en die kwaliteit van die beskikbare materiaal speel 'n dominante rol by die keuse van die snit van die wal. Sodanige materiaal het gewoonlik ook geen bykomende aankoopkoste nie, aangesien dit reeds tydens die koop van die damterrein of damkom bekom is. Vir groot damme is die beskikbare materiaal gewoonlik skraps en moet alle beskikbare materiale geïdentifiseer, genoeg materiaal van 'n soort voorkom en die mees ekonomiese uitleg daarvan uitgewerk word. By 'n tekort aan 'n bepaalde soort moet dit ingevoer word. Die beste damterrein met die kleinste volume grondmateriaal is nie noodwendig die mees ekonomiese nie aangesien die vervoerkoste van verafgeleë materiaal 'n alternatief duurder kan maak in vergelyking met 'n nabygeleë terrein met 'n groter benodigde hoeveelheid grondmateriaal.

Dit is belangrik om te besef dat daar nie 'n standaardontwerp vir vuldamme bestaan nie. Vuldamme word ontwerp en gebou om die toestande van elke spesifieke terrein te bevredig. In die geval van hoër damme waar hoër maksimum drukke voorkom, moet die toepassing van sekere kriteria soos byvoorbeeld ten opsigte van vassakking en vervorming, wat suksesvol vir kleiner damme bewys is, bevraagteken word. (ICOLD, 1986)

'n Ontwerpstrategie moet die volgende aspekte insluit:

- die studie van verskillende stelle gebeurlikhede en die definiëring van 'n reeks moontlike toestande. Hierdie is 'n essensiële hulpmiddel in die bepaling van ontwerpstandaarde en vir vormgewing van die finale produk;
- die teenwoordigheid of kontak van die ontwerper tydens konstruksie van die dam sodat, soos nuwe inligting beskikbaar kom, ontwerpveranderinge aangebring kan word, indien nodig. Omdat daar in damontwerp 'n aantal onsekerhede of onbekendes bestaan soos sommige eienskappe van die fondament, is die goeie verhouding tussen die ontwerp- en konstruksie-ingenieur belangrik;
- die organisering en koördinerings van ontwerpaktiwiteite deur 'n damontwerpingenieur wat oor voldoende konstruksie-, ontwerp- en bedryfservaring beskik. Hy moet seker maak dat daar nie gapings tussen die verskillende spesialisvelde in die ontwerp gelaat word nie en

dat dieselfde graad van veiligheid of kriteria vir alle komponente in die ontwerp deurgevoer word;

- die vermyding van onnodige gekompliseerde strukturele konsepte en details;
- versigtige teoretiese en eksperimentele ondersoeke na nuwe ontwerpkonsepte en/of onkonvensionele konstruksiemetodes en materiale indien dit geïmplementeer staan te word;
- voorsiening van voldoende toegang vir mense en masjiene na alle kritiese areas sodat die dam veilig bedryf en herstel kan word indien nodig;
- strukturele voorsiening vir die herstel van meganiese en elektriese aparatuur;
- voldoende ventilasie vir gallerye, skagte, tunnels, of gange waar inspeksies uitgevoer moet word; en
- die nastrewing van eenvoudige en getoetste bedryfs- en onderhoudstoestande sover moontlik.

1.4 SNITSOORTE VIR VULDAMME

1.4.1 Inleiding

Die kruin van 'n wal word gewoonlik weens toegangsredes 3 m breed gemaak. In die geval van damme hoër as ongeveer 60 m word die breedte soms tot 9 m vir die voorsiening van 'n veilige pad gemaak.

Vuldamme kan ten opsigte van snitte in drie soorte ingedeel word:

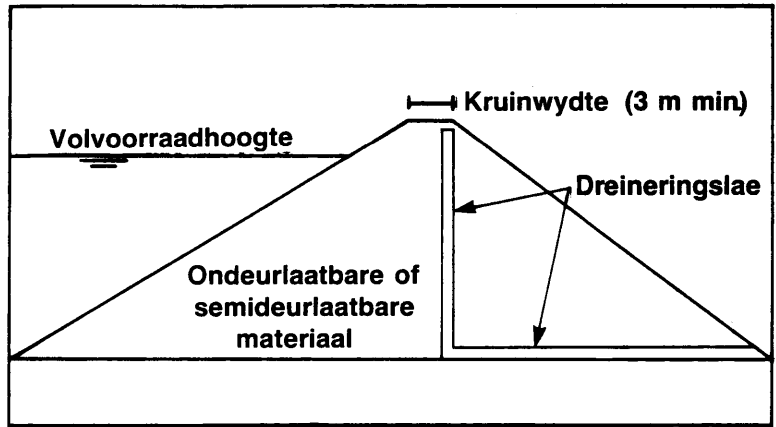
- die homogene soort by grondvuldamme;
- die gesoneerde soort met 'n ondeurlaatbare kern; en
- die diafragmasoort.

Hierdie soorte kan soos volg omskryf word:

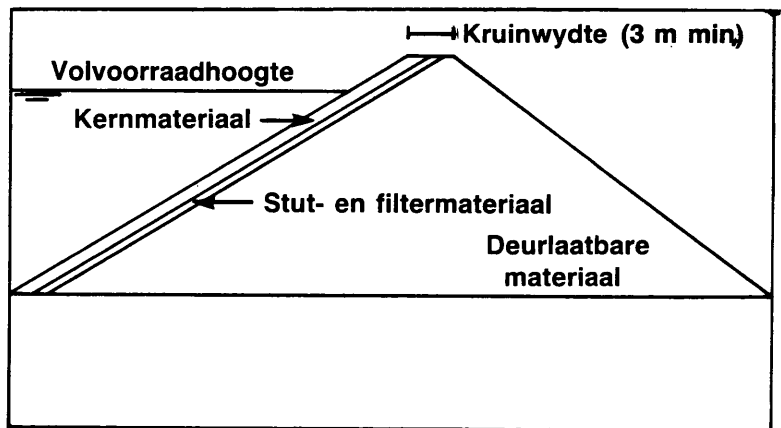
(Deursypelingsbeheermaatreëls wat in paragraaf 5.3 beskryf is, word nie hier in ag geneem nie)

1.4.2 Homogene walle (soos in figuur 1.2 getoon)

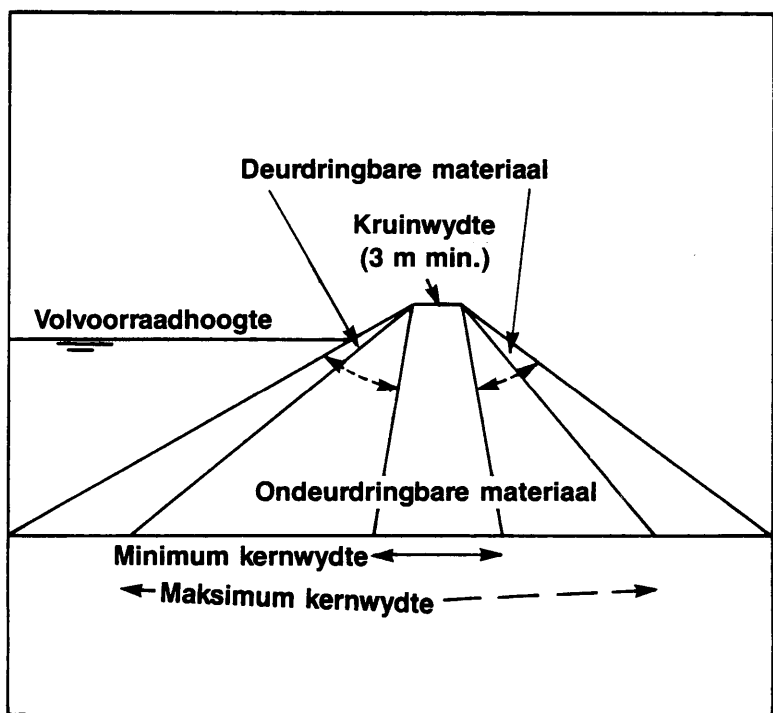
Homogene walle word hoofsaaklik of uitsluitlik met een soort materiaal gebou. Daar moet daarop gelet word dat die materiaal wat gebruik word ten spyte van die homogene klassifikasie steeds 'n wye spesifikasiegrens kan insluit. Weens die feit dat lekkasie binne perke moet wees, word ondeurlaatbare of semi-deurlaatbare grondmateriaal gewoonlik gebruik. Homogene walle moet van gesoneerde walle (figuur 1.2) in geval waarvan meer as een soort materiaal in die wal gebruik word, onderskei word. Die konstruksie van 'n homogene dam is betreklik eenvoudig terwyl dit by 'n gesoneerde wal weens uitsit- en konstruksiebeheerredes gekompliseerd kan raak. Nie alleen kan daar gewoonlik



Homogene wal (met dreineringslae)



Diafragmawal



Gesoneerde wal (sonder dreineringsstelsel)

vinniger aan 'n homogene dam gewerk word nie, maar kan kwaliteitskontrole vinniger uitgevoer word en is die kans vir foute in die onderskeiding tussen materiale minder. Hierdie vorm is die oudste bekend.

Die benodigde hoeveelheid materiaal in die wal word grootliks beïnvloed deur 'n klein verandering in die sykanthelling. Weens die lae normaalweg sterker ondeurlaatbare materiaal moet die hellings gewoonlik platter gemaak word wanneer hierdie materiaal in 'n homogene dam (in teenstelling met 'n gesoneerde wal) gebruik word en gevolglik moet groter hoeveelhede materiaal geplaas word. By veral hoë damme waar hierdie hoeveelhede baie is, word daar in die praktyk van gesoneerde walle, soos in die volgende paragraaf beskryf, gebruik gemaak.

Sand en gruisagtige materiaal kan ook in homogene damme as hoofmateriaal gebruik word solank die deurlaatbaarheid daarvan na wense en die pypvormingweerstand daarvan voldoende is of beheer word.

1.4.3 Gesoneerde walle (soos in figuur 1.2 getoon)

In gesoneerde walle word verskillende materiale in afsonderlike sones in die wal geplaas. In vergelyking met homogene walle word daar dus van meer as een soort materiaal gebruik gemaak. Die redes vir sodanige snitkeuse mag wees dat:

- daar meer as een geskikte materiaal op die terrein beskikbaar is (en daar te min materiaal van een soort beskikbaar is); en
- daar weens die hoër skuifskursterkte van semi-deurlaatbare grond, slik-, sand- en rotsmateriale hierdie materiale in die buitesones van 'n wal gebruik kan word wat kostebesparings vanweë die vermindering van die plasingvolume meebring. Daarbenewens is die eenheidskoste vir die plasing van semi-deurlaatbare materiale laer as die vir ondeurlaatbare grondmateriaal, want die ploegaksie en die verdigting-aksie is weens die vinnige beweging van water in semi-deurlaatbare materiaal minder intensief. Konstruksietyd word ook verminder weens hierdie rede.

In die binnesone van 'n gesoneerde dam, soos in figuur 1.2 aangedui, word ondeurlaatbare- of kernmateriaal geplaas om sodoende afdigting te bewerkstellig. Die kern mag in 'n vertikale of hellende posisie geplaas word. Weens redes soos die voorsiening van dreineringsweë tydens konstruksie vir die ontwatering van konsolideerbare fondamente mag dit noodsaaklik wees om spasie vir die dreineringsstelsels te verleen. 'n Hellende kern sal dan prakties wees. 'n Vertikale filter soos 'n skoorsteenfilter langs 'n vertikale kern mag beter ineenstortingseienskappe tydens pypvorming hê, terwyl spannings in 'n wal dalk beter versprei kan word met 'n skuins kern.

Wanneer die buitesones met rots gebou word, word die dam 'n rotsvuldamm met 'n kern genoem. In die geval waar een kant van die dam uit rots en die ander kant uit grond opgebou word, word die dam 'n gekombineerde grond/rotsdam genoem.

Damingenieurs het verskillende sienswyses oor die wydte van die grondkern in 'n gesoneerde wal. Hierdie aspek is belangrik en word daar deur die skrywer aanbeveel dat die nodige spesialisstudies uitgevoer word. In paragraaf 6.4 is verwys na hidrouliese breukvorming en ander spannings-vervormings aspekte. Die volgende riglyne mag vir gronddamme gevolg word: (Sherard, 1963)

- die minimum wydte vir kerns op 'n punt is 50% van die maksimum waterhoogte in die dam bokant dieselfde punt. Hierdie wydte het die toets van die tyd weerstaan en was vir goedgekompakteerde grondwalle voldoende gewees; en
- kerns met 'n minimum wydte van 15% tot 20% van die maksimum waterhoogte word as dun kerns beskou, maar indien die wydte minder as 40% van die maksimum waterhoogte is, moet goedgeboude dreinerings- en filtreerstelsels voorsien word. Noukeurige strukturele analises is hier ook belangrik.

Die oorgangsarea tussen sones van verskillende materiale moet noukeurig ontleed word vir moontlike pypvorming weens foutiewe gradering asook klipperige materiaal wat tydens die verdigting-aksie na die kante toe uitgewerk is. Wanneer materiaal wat gereedelik beskikbaar is so wisselend in eienskappe is dat dit nie in een spesifieke sone gebruik kan word nie, kan dit ekonomies in 'n nie-streng-geselekteerde sone benut word. Vir ontwerpdoeleindes moet die swakste eienskappe van die materiaal ten opsigte van die toepassing aanvaar word. Ten opsigte van sterkte-eienskappe sal die eienskappe van die swakste materiaal aanvaar word. Waar groot volumes afvalmateriaal beskikbaar kom, soos in die oorloop, kan daardie materiale, indien geskik, ook in die wal gebruik word. Die hoeveelheid en grootte van klippe in die vulmateriaal moet weens digtingsredes beperk word soos in paragraaf 2.10 aangedui.

1.4.4 Diafragmawalle (soos in figuur 1.2 getoon)

Diafragmawalle is 'n spesiale soort gesoneerde wal en verskil daarin dat die kern dunner, tot maksimum wydte 3m, is. Gewoonlik bestaan die kern uit beton of bitumen wat saam met 'n goedontwerpte ondersteuningslaag soos 'n gruislaag veral aan die stroom-opkant geplaas word. 'n Rotsvulwal met 'n betonafdigtingslaag aan die stroom-opkant is 'n goeie voorbeeld van 'n diafragmawal. Sherard en Cooke (1985) beskryf hierdie soort wal in besonderhede. 'n Grondmateriaalkern kan ook gebruik word, maar dan moet spesiale voorwaardes soos die volgende nagekom word:

- Die grondmateriaal moet nie tot pypvorming geneig wees nie. In paragraaf 2.2.2 is die eienskappe van gronde en die gevalle waar dit tot pypvorming geneig mag wees, getoon;
- goedontwerpte filterstelsels moet die materiaal aan die stroom-op- en stroom-afkant beskerm teen moontlike pypvorming of ongewenste differensiële vassakking. Daarbenewens moet spesiale voorsorg teen uitdroging van veral die kern tydens konstruksie en gedurende die leeftyd van die wal geskenk word omdat uitdroging tot kraakvorming en lekkasie lei; en

- kwaliteitskontrole van die kern- en filtermateriaal moet in hierdie geval noukeuriger aandag geniet. Verskillende sintetiese produkte met laagdikte 1 tot enkele millimeters word tans in diafragmawalle as deursypelingsbeheermaatreël gebruik, naamlik rubber, bitumen, PVC, poliëtileen, en ander versterkte produkte. Hierdie produkte word aanbeveel om gebruik te word in die geval van damme laer as 10m aangesien dit nog nie op hoër damme getoets is nie. (ICOLD, 1981)

Diafragma-materiale kan aan 'n verskeidenheid van spannings blootgestel word waaronder:

- spannings weens die algemene ewewig van die walstruktuur;
- spannings wat as gevolg van klein ongelykhede en heterogene eienskappe van verskillende materiale veroorsaak word;
- spannings wat aan die konstruksieproses toegeskryf kan word; en
- spannings weens die vulling van die dam met water of ander bedryfs- en/of meganiese gevalle. 'n Kraak mag ook in die wal plaasvind.

Dun diafragmakerns mag weens bogenoemde aksies skeur en daarom moet die volgende aandag in die ontwerp gegee word:

- spesiale voorsorg teen differensiële vassakking van die ondersteuningsmateriaal en gevolglike kinking van die kern moet getref word. 'n Pypvormingbestande ondersteunende materiaal mag 'n vereiste wees;
- die gebruik van dun lae beton of grondsement moet vermy word; en
- verankering van hierdie materiaal by die toon van die wal moet stewig gedoen word.

Tydens die 1988-ICOLD-kongres is die gebruik van ondeurlaatbare materiale behalwe klei wat hoofsaaklik as diafragma's aangewend kan word, met vrug bespreek. (ICOLD, 1988)

OPSOMMING VAN MATERIALE EN MATERIAALEIENSKAPPE

Die eienskappe van die hoofmateriale, naamlik grond en rots, waaruit 'n vuldam gebou word, is gewoonlik nie-homogeen en wissel baie van plek tot plek. Verder is daar 'n verskeidenheid beskikbare materiale. Ter verbreding van agtergrondkennis en voorbereiding van die latere besonderhede van die ontwerp, word die verskillende Suid-Afrikaanse vulwalboumateriale en die benodigde toetse eers bespreek. Die aanwendingstoepassing van die verskillende materiale soos in paragraaf 1.4 beskryf moet altyd in gedagte gehou word.

2.1 MATERIAAL-ONDERSOEKE

2.1.1 Grondmateriale

'n Grondmateriale-onderzoek het ten doel die bevestiging van genoeg grond met aanvaarbare toepaslike eienskappe en die bepaling van daardie eienskappe vir die gebruik deur die vuldamontwerper en uiteindelik die bouer. In vulwalontwerp is die volgende aspekte van belang:

- deurlaatbaarheid, pypvormingstabiliteit, sterkte, kohesie, dispersiwiteit en spannings in die wal.

Dit is goeie praktyk om voordat 'n veldondersoek in aanvang neem, die volgende prosedure te volg:

- verkry die nodige liggingsplanne soos 1:50 000 kaarte en 1:10 000 skaal planne byvoorbeeld ortofoto-afdrukke;
- verkry die nodige ontwerp-inligting ten opsigte van die wal wat in die vooruitsig gestel word. Dit mag wees dat die materiale-onderzoek 'n ander uitleg of wysigings aan die ontwerp sal oplewer, maar daar is wel faktore soos die hoogte van die wal met 'n aanduiding van die hoeveelheid materiaal asook die soort materiaal wat tydens 'n voorlopige ontwerp bekend word;
- verkry die beskikbare geologiese inligting (geologiese kaarte en lugfoto's) en voorspel die ligging en aard van moontlik bruikbare materiaal. Op hierdie stadium mag daar al 'n geologiese verslag beskikbaar wees;
- bring 'n oorsigtelike terreinbesoek, beplan die ondersoekprogram en maak noodsaaklike reëlings soos die verkryging van noodsaaklike toerusting om die ondersoek suksesvol uit te voer;
- ondersoek eerste die gebiede onder die volvoorraadhoogte van die dam. Uitgraving daar sal die bakmaat van die dam vergroot en uit 'n

ekologiese oogpunt sal dit ook meer aanvaarbaar wees, aangesien opgaarwater die beskadigde gebied sal bedek. Om koste tydens konstruksie te bespaar moet die leengebiede naaste aan die dam eerste ondersoek word. Vir die ondersoek van grondvulmateriale word leengebiede met maaslyne uitgemeet. Die volgende dien as riglyn vir die spasiëring van die maaslyne:

TABEL 3

MAASSPASIËRING VIR VERSKILLENDE GROOTTES WALLE

Volume materiaal benodig (kubieke meter)	Maas-spasiëring (m)
0–100 000	25
100 000–1 000 000	50
> 1 000 000	100

Waar maaslyne mekaar sny, met ander woorde by 'n maaspunt, word 'n gat tot op rotsvlak of so diep moontlik gemaak, die grondprofiel beskryf en 'n verteenwoordigende monster van elke grondsoort geneem vir verdere toetswerk in die laboratorium. Afhangend van die omvang van die materiale-ondersoek, kan die aanvanklike maasspasiëringsafstand as 100m gekies word en later indien daar voldoende materiaal blyk te wees, verminder word.

2.1.2 Fondamentmateriale

'n Verskeidenheid materiale wat vanaf alluviale materiale tot klei en vaste rots strek, kom in die fundamente van walle voor. Daar is 'n aantal monstertoetse wat gebruik kan word om die benodigde resultate te bekom. In-situ toetse bly die beste metode om verteenwoordigende inligting omtrent materiale te verkry. Weens die grootte van die massa wat getoets word, word daar uit 'n tegniese oogpunt meer korrekte resultate gekry. Voorbeelde van sodanige toetse is pomptoetse in alluviale materiale, bryvullingtoetse, gruisgroefskiettoetse en grootskaalse skuifskuurtoetse wat met domkragte uitgevoer word.

Die verskillende materiale betrokke by grondwal- of rotsvulwalontwerp word nou opsommend in die volgende paragrawe bespreek.

2.2 GRONDMATERIALE

2.2.1 Toetse en redes vir toetse

Attewell en Farmer (1981) definieer “ingenieursgrond” as volg: “includes virtually every type of uncemented inorganic or organic material found in the ground”.

Grond kom in een van drie vorme voor, naamlik:

- in-situ grond waar dit op die moedergesteente voorkom;
- vervoerde grond waar dit weens natuurkragte vervoer is; en
- gestorte materiaal soos as wat deur die mens geplaas is.

Verskillende eienskappe van gronde kan met ingenieursmeganiese toetse bepaal word. Die volgende toetse soos in die “Earth Manual” (Bureau, 1976) of boeke deur Head (1980 en 1982) beskryf, is van belang:

TABEL 4:

OPSOMMING VAN TOETSE VIR GRONDE EN REDES VIR TOETSE

TOETS	REDE EN VERDERE VERWYSING VIR TOETS
Gradering (hidrometeranalise ingesluit)	Die gedrag van grond kan hiermee in 'n sekere mate voorspel word, byvoorbeeld fyn-partikel klei is meer plasties terwyl growwer materiaal minder plasties is. Die korrelgrootte-verspreiding van materiale is ook noodsaaklik vir die ontwerp van filter- en dreineringsmateriale. Die dubbel hidrometertoets is ook aanduidend ten opsigte van dispersiwiteit van grondmateriale. Die metode is beskryf in U.S. Corps of Engineers, publikasie Em 1110-2-1906 van 1970.

TABEL 4 [Vervolg] Atterberggrense en liniêre krimpings	Die plastisiteit- en vloeigrenswaardes wat tydens hierdie toets bepaal word, dui op die plastisiteit van die materiaal. Hierdie eienskappe word ook vir die klassifikasie en seleksie van gronde benodig. Die liniêre krimpings dui ook op die plastisiteit. Die toetse is beskryf in die Suid-Afrikaanse Departement van Vervoer se publikasie oor toetswerk. (Department of Transport, 1970)
Soortlike gewig	Die relatiewe gewig van die grond tot die van water word gebruik om die versadigde digtheid van grond te bepaal. (USBR 5320) Bureau of Reclamation, 1974)
Verdigting	Die maksimum droë digtheid en die optimum voggehalte soos in die Standaard Proctortoets bepaal, is belangrike parameters aangesien dit as standaard gebruik word waarteen toetsresultate tydens konstruksiekontrolle gemeet word. Met 'n bekende verdigtingwaarde kan daar verder voorspel word wat die permeabiliteit, sterkte en elastiese of plastiese gedrag van die grond in die wal sal wees. Die Proctortoetsmetode is beskryf in U.S. Corps of Engineers-publikasie, Em 1110-2-1906 van 1970.
Sterkte (Skuifkas- en triaksiaaltoetse)	Die skuifsterkte- en kohesieparameters word benodig om die stabiliteit van die hellings te bepaal. Die vinnige skuifkastoets-metode is beskryf in U.S. Corps of Engineers-publikasie, Em 1110-2-1906 van 1970.
Permeabiliteit	Die deurlaatvermoë van grond by 'n bekende verdigtingstandaard is nodig vir die bepaling van die hoeveelheid water wat deur 'n wal syfer sodat dreineringsstelsels ontwerp kan word.

TABEL 4 [Vervolg]

Dispersiwiteit (sien paragraaf 2.3.1)	Die geneigdheid van gronde om pype te vorm weens dispersiewe aksie moet bepaal word. (Elges, 1985)
Organiese inhoud	Bogenoemde eienskappe verswak met tyd indien die organiese inhoud te hoog is.

'n Klassifikasiesisteen soos in die "Unified Soil Classification Chart" omskryf is in figuur 2.1 getoon. Volgens hierdie sisteen kan deur middel van toetswerk en sintuiglike waarneming 'n relatiewe aanduiding van die soort grond en sy eienskappe gekry word. Die plastisiteitskaart is 'n baie belangrike hulpmiddel vir die identifisering van eienskappe.

Weens die groot variasie in eienskappe vir verskillende gronde is dit bykans onmoontlik om verbande tussen grondmeganiese eienskappe of 'n uitgebreide klassifikasiesisteen te bepaal. Terzaghi (Badenhorst, 1987) het reeds voor 1945 die volgende stelling gemaak:

"There are not definite relations (between geological classifications and engineering properties), because for a given geological origin and petrographic character of a stratum the strenght of a material, rock or soil depends on conditions that are not, and cannot be, recognized by a purely geological investigation. For almost every geologically well-defined stratum the possible scattering of its physical properties from the statistical average is so important, that one cannot even make an acceptable guess on precedent."

Nieteenstaande hierdie feit het die skrywer pogings aangewend (Badenhorst, 1987) om verbande of relatiewe verbande vas te lê sodat:

- gronde in die veld geselekteer kan word vir 'n spesifieke gebruik; en
- met 'n beperkte toetsprosedure voorspellings oor ander toetsresultate gemaak en tyd en geld in die proses gespaar kan word.

Die volgende klassifikasie, karakteristieke en verbande is beskikbaar vir identifikasiedoeleindes:

- Die Casagrande-klassifikasie en indeling volgens Atterberglimiete soos deur die skrywer aangepas;

KRITERIA VIR DIE TOEKENNING VAN GROEPSIMBOLE EN -NAME MET DIE HULP VAN LABORATORIUMTOETSE ^a				GRONDKLASSIFIKASIE		
				GROEP SIMBOOL	GROEPNAAM ^b	
GROF-KORRELRIE GRONDE Meer as helfte van die materiaal bly behoue op die 0,075 sif	GRUISE Meer as 50 % van growwe fraksie is groter as die 4,76 sif	SKOON GRUISE	$Cu \geq 4$ en $1 \leq Cc \leq 3^e$	GW	Goed gegradeerde gruis ^f	
		Fyn fraksie: Minder as 5 % ^c	$Cu < 4$ en/of $1 > Cc > 3^e$	GP	Swak gegradeerde gruis ^f	
		GRUISE MET FYN FRAKSIE	Fyn fraksie klassifiseer as ML of MH	GM	Slikkerige gruis ^{f,g,h}	
		Fyn fraksie: Meer as 12 %	Fyn fraksie klassifiseer as CL of CH	GC	Kleiagtige gruis ^{f,g,h}	
	SANDE Meer as 50 % van growwe fraksie is kleiner as die 4,76 sif	SKOON SANDE	$Cu \geq 6$ en $1 \leq Cc \leq 3^e$	SW	Goed gegradeerde sand ⁱ	
		Fyn fraksie: Minder as 5 %	$Cu < 6$ en/of $1 > Cc > 3^e$	SP	Swak gegradeerde sand ⁱ	
		SANDE MET FYN FRAKSIE	Fyn fraksie klassifiseer as ML of MH	SM	Slikkerige sand ^{g,h,i}	
		Fyn fraksie: Meer as 12 % ^d	Fyn fraksie klassifiseer as CL of CH	SC	Kleierige sand ^{g,h,i}	
FYN-KORRELRIE GRONDE Meer as helfte van die materiaal is kleiner as die 0,075 sif	SLIK EN KLEI Vloeigrens minder as 50	nie-organnies	$PI > 7$ en plot op of bo "A"-lyn	CL	Klei ^{k,l,m}	
			$PI > 7$ en plot op of bo "A"-lyn	CI	Klei ^{k,l,m}	
			$PI < 4$ of plot onder "A"-lyn	ML	Slik ^{k,l,m}	
	SLIK EN KLEI Vloeigrens 50 of meer	nie-organnies	nie-organnies	PI plot op of bo "A" lyn	CH	Klei ^{k,l,m}
				PI plot onder "A" lyn	MH	Elastiese slik ^{k,l,m}
			organies	$\frac{\text{Vloeigrens} - \text{oondgedroog}}{\text{Vloeigrens} - \text{nie oondgedroog}} < 0.75$	OL	Organiese klei ^{k,l,m,n} Organiese slik ^{k,l,m,o}
				$\frac{\text{Vloeigrens} - \text{oondgedroog}}{\text{Vloeigrens} - \text{nie oondgedroog}} < 0.75$	OH	Organiese klei ^{k,l,m,p} Organiese slik ^{k,l,m,q}
Hoogs organiese grond		Primêr organiese materiaal, donker en organiese reuk		PT	Peet	

- a. Op materiaal wat deur die 75 mm sif gaan, gebaseer.
- b. Indien veldmonster klippe bevat, noteer dit by die groepnaam.
- c. Gruise met 5 tot 12 % fyn fraksie benodig dubbele simbole.
 GW–GM goed-gegradeerde gruis met slik.
 GW–GC goed-gegradeerde gruis met klei.
 GP–GM swak gegradeerde gruis met slik.
 GP–GC swak gegradeerde gruis met klei.
- d. Sande met 5 tot 12 % fyn fraksie benodig dubbele simbole.
 SW–SM goed-gegradeerde sand met slik.
 SW–SC goed-gegradeerde sand met klei.
 SP–SM swak gegradeerde sand met slik.
 SP–SC swak gegradeerde sand met klei.
- e. $Cu = D_{60}/D_{10}$ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$
- f. As grond meer as 15 % sand bevat, voeg "met sand" by groepnaam.
- g. As fyn fraksie as CL–ML geklassifiseer word, gebruik GC–GM, SC–SM.
- h. Indien fyn fraksie organiese materiaal het, noem dit saam met groepnaam.
- i. Indien grond meer as 15 % gruis het, noem dit saam met groepnaam.
- k. As grond meer as 30 % plus 0,075, hoofsaaklik sand bevat; voeg "sanderig" by groepnaam.
- l. As grond 15 tot 29 % plus 0,075 bevat, voeg "met sand" of "met gruis" by.
- m. As grond meer as 30 % plus 0,075 hoofsaaklik gruis bevat – voeg "gruisagtig" by groepnaam.
- n. $PI > 4$ en plot op of bo "A"-lyn.
- o. $PI < 4$ of plot onder "A"-lyn.
- p. PI plot op of bo "A"-lyn.
- q. PI plot onder "A"-lyn.

Saamgestel vanaf Design of Small Dams (1986).
 Sien figuur 2.3 vir grafiese voorstelling.

- die indeling van parameters vir kerns en buitewone in grondwalle soos deur die skrywer gedoen;
- benaderde verbande tussen sekere ingenieursgeologiese parameters soos deur die skrywer bepaal; en
- die gebruikmaking van die parameter “aktiwiteit” en die bepaling van die maandelike geneigdheid tot pypvorming.

'n Verduideliking van bogenoemde volg in paragrawe 2.2.2 tot 2.2.5 en is vanuit Badenhorst (1987) oorgeneem. Hierdie studie is op materiale van 30 damme wat deur die Departement van Waterwese gebou is, uitgevoer en die standaardtoetsresultaat soos in die laboratorium bepaal, is gebruik. Hierdie toetse sluit die gekonsolideerde ongedreineerde toetse ten opsigte van die triaksiaaltoetse en 'n konstante hoogte permeabiliteitstoets in.

2.2.2 Die klassifikasie van Suid-Afrikaanse gronde

In die “Unified Soil Classification System” soos in figuur 2.1 getoon, is voorsiening gemaak vir die groepering van gronde volgens hulle primêre ingenieurseienskappe. Behalwe vir dispersiewe gronde bestaan daar 'n aanduiding van die benaderde verband tussen die ingenieurseienskappe van die grond en die eienskap van die wal wat met die grond opgebou is soos in figuur 2.2 getoon. Hierdie indeling is veral handig omdat daar 'n voorlopige aanduiding van die eienskappe van die materiale op 'n eenvoudige wyse gekry kan word voordat die detail toetsresultate bekend is. 'n Verdere voorstel vir 'n aanduiding ten opsigte van die geneigdheid tot pypvorming is in figuur 2.3 getoon. Daar bestaan egter nie 'n eksakte aanduiding ten opsigte van die geneigdheid tot pypvorming nie en hierdie aspek behoort verder nagevors te word.

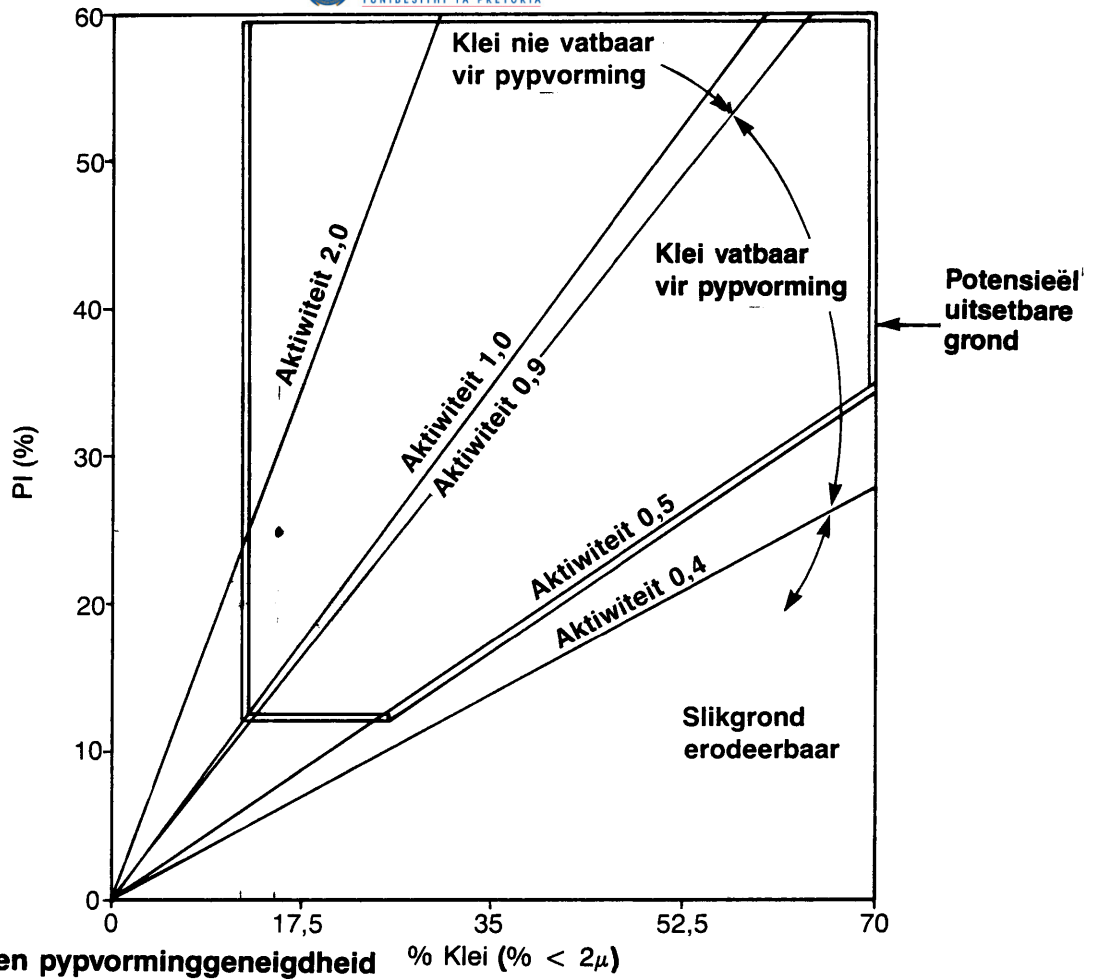
Vir Suid-Afrikaanse gronde is daar 'n aanpassing gemaak deurdat 'n vorige geklassifiseerde soort grond volgens Casagrande, naamlik die CI-soort, bokant die “A-lyn” tussen vloei grenswaardes 30 en 50 die CL-soort en die CH-soort van mekaar skei soos in figuur 2.3 getoon. Die CI-soort word saam met die CH-soort in die kernsones van vuldamme gebruik.

2.2.3. 'n Aanduiding van parameterverspreiding volgens die “Unified Soil Classification”

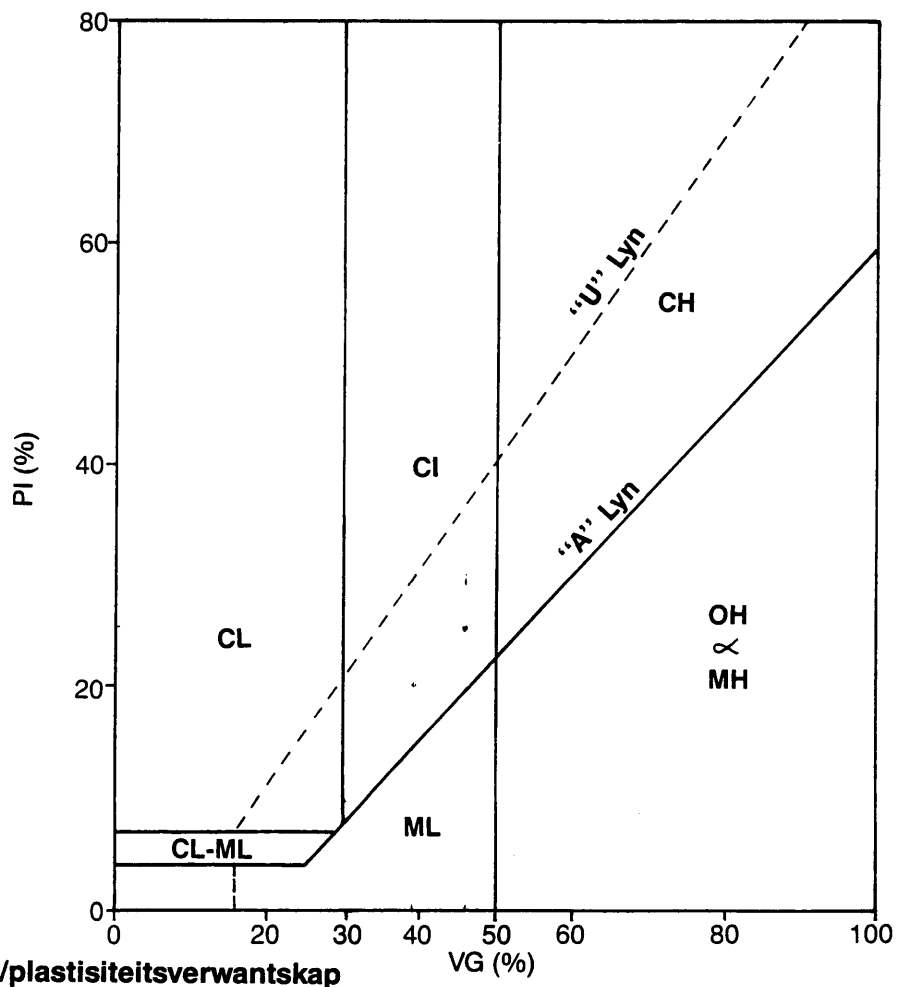
Met die verskillende grondsoorte volgens die “Unified Soil Classification”-sisteem bekend, is alle parameters volgens vloei grens en plastisiteitsindeks vir elke grondsoort geselekteer. Elke grondsoort se parameters is verder verwerk en is sogenaamde boksplotte (Engels: “Box and whisker plot”) van alle grondeienskappe in figuur 2.4 aangedui. 'n Boksplot is 'n aanduiding van die verspreiding van die monsterwaardes vir die eienskappe en wel op die volgende manier:

- die minimum- en maksimumwaarde van alle monsters word deur die eindpunt van die lyne aan weerskante van die “boks” aangedui;

GROEP SIMBOOL	RELATIEWE PERMEABILITEIT	WAARSKYN- LIKE VARIA- SIE VAN K (cm/s)	RELATIEWE SKEUR- STERKTE	RELATIEWE WEERSTAND TEEN PYP- VORMING	RELATIEWE WERKBAAR- HEID
GW	Deurlaatbaar	10^{-3} tot 10^{-1}	Baie hoog	Hoog	Baie goed
GP	Deurlaatbaar tot baie deurlaatbaar	10^{-3} tot 10^{-1}	Hoog	Hoog tot medium	Baie goed
GM	Halfdeurlaat- baar	10^{-7} tot 10^{-4}	Hoog	Hoog tot medium	Baie goed
GC	Ondeurlaatbaar	10^{-8} tot 10^{-5}	Hoog	Baie hoog	Baie goed
SW	Deurlaatbaar	10^{-3} tot 10^{-1}	Baie hoog	Hoog tot medium	Baie goed
SP	Deurlaatbaar tot halfdeur- laatbaar	10^{-4} tot 10^{-1}	Hoog	Laag tot baie laag	Goed tot matig
SM	Half- tot Ondeurlaatbaar	10^{-7} tot 10^{-3}	Hoog	Medium tot laag	Goed tot matig
SC	Ondeurlaatbaar	10^{-8} tot 10^{-4}	Hoog tot medium	Hoog	Goed tot matig
ML	Ondeurlaatbaar	10^{-8} tot 10^{-4}	Laag tot baie laag	Medium tot laag	Matig tot baie swak
CL	Ondeurlaatbaar	10^{-8} tot 10^{-6}	Medium	Hoog	Goed tot matig
OL	Ondeurlaatbaar	10^{-8} tot 10^{-5}	Laag	Medium	Matig tot swak
MH	Hoogs-ondeur- laatbaar	10^{-9} tot 10^{-7}	Laag	Medium tot laag	Swak tot baie swak
CH	Hoogs ondeur- laatbaar	10^{-1} tot 10^{-8}	Laag tot medium	Baie hoog	Baie swak
CI	Halfdeurlaat- baar	10^{-7} tot 10^{-4}	Hoog	Medium	Goed

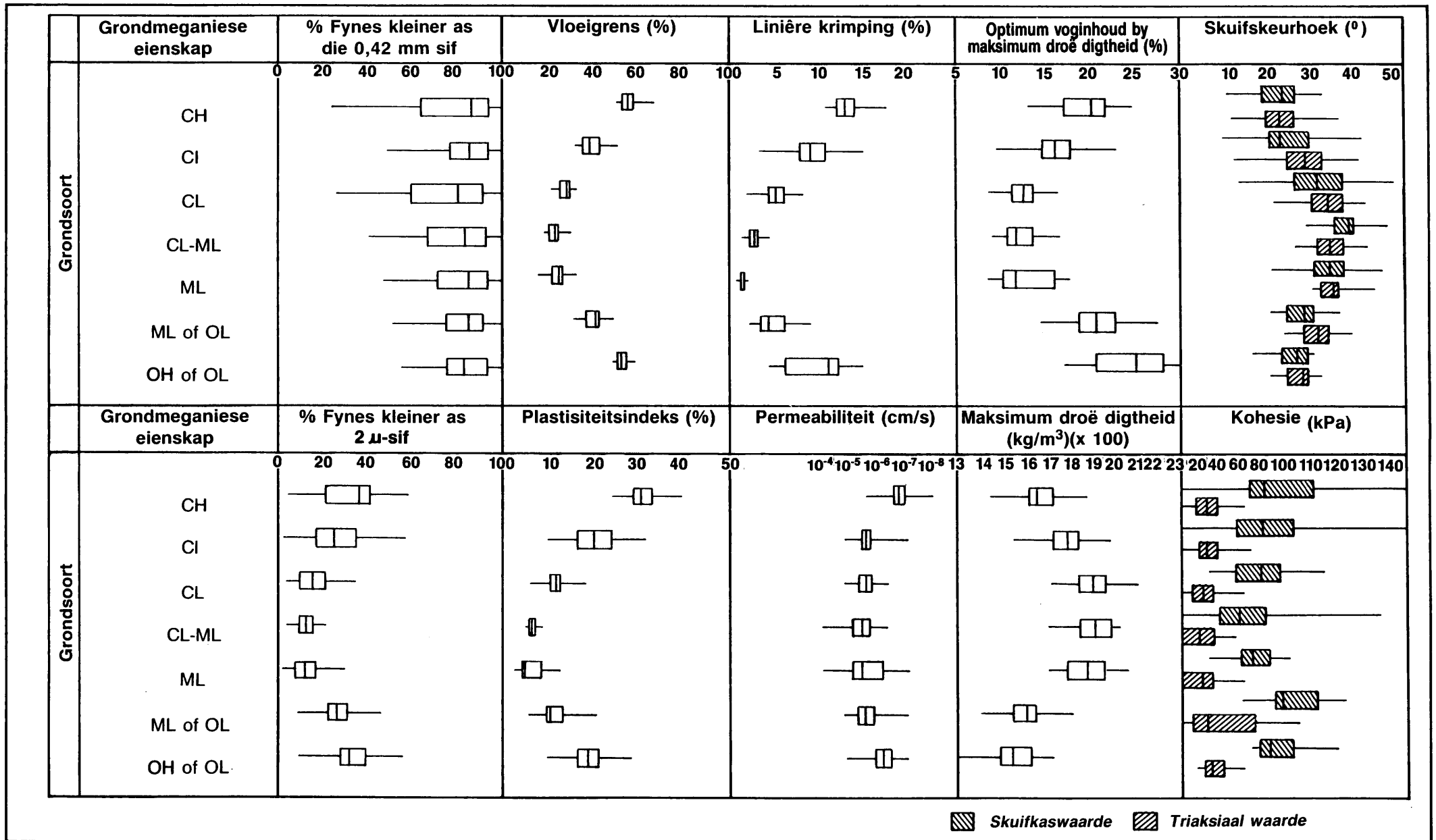


Aktiwiteit en pypvormingseigtheid % Klei ($\% < 2\mu$)



Vloeigrens/plastisiteitsverwantskap

Grondklassifikasiekaart en pypvormingseigtheid vir S.A.-gronde **2.3**



- die “boks” dui die middelste helfte van die waardes se posisie aan, terwyl die lyne aan weerskante elk 'n buitenste kwart verteenwoordig; en
- die vertikale lyn in die blok dui die mediaan van alle waardes aan en kan skeef ten opsigte van die gemiddelde waarde wees.

Aangesien dit moontlik is dat oningeligte gebruikers die verkeerde waardes in berekenings kan gebruik en daar 'n groot afwyking ter sprake is, is daar weggeskram van die bekendmaking van gemiddeldes, standaard afwykings en ander statistiese gegewens. Die boksplot is aangebied om die gebruiker 'n aanduiding van verwagte waardes soos dit voorkom te gee.

Vanuit figuur 2.4 is dit duidelik dat monsters met 'n hoë plastisiteit, 'n hoë liniêre krimpingswaarde, 'n hoë optimum voginhoud by maksimum droë digtheid, 'n lae maksimum droë digtheid, 'n lae skuifskurwehoekwaarde en 'n lae permeabiliteitwaarde het. Die omgekeerde vir 'n lae plastisiteit is ook waar.

2.2.4 Die seleksiesisteen ten opsigte van materiale vir gebruik in die binnesone of buitesone van 'n wal

In figuur 2.5 is 'n drie-dimensionele voorstelling van die vloiegrens (VG),

plastisiteitsindeks (PI), en SONE van die monsters van 30 damme waardes getoon. (Sien paragraaf 2.2.2) Die plastisiteitskaart wat by die 1-sone aangedui

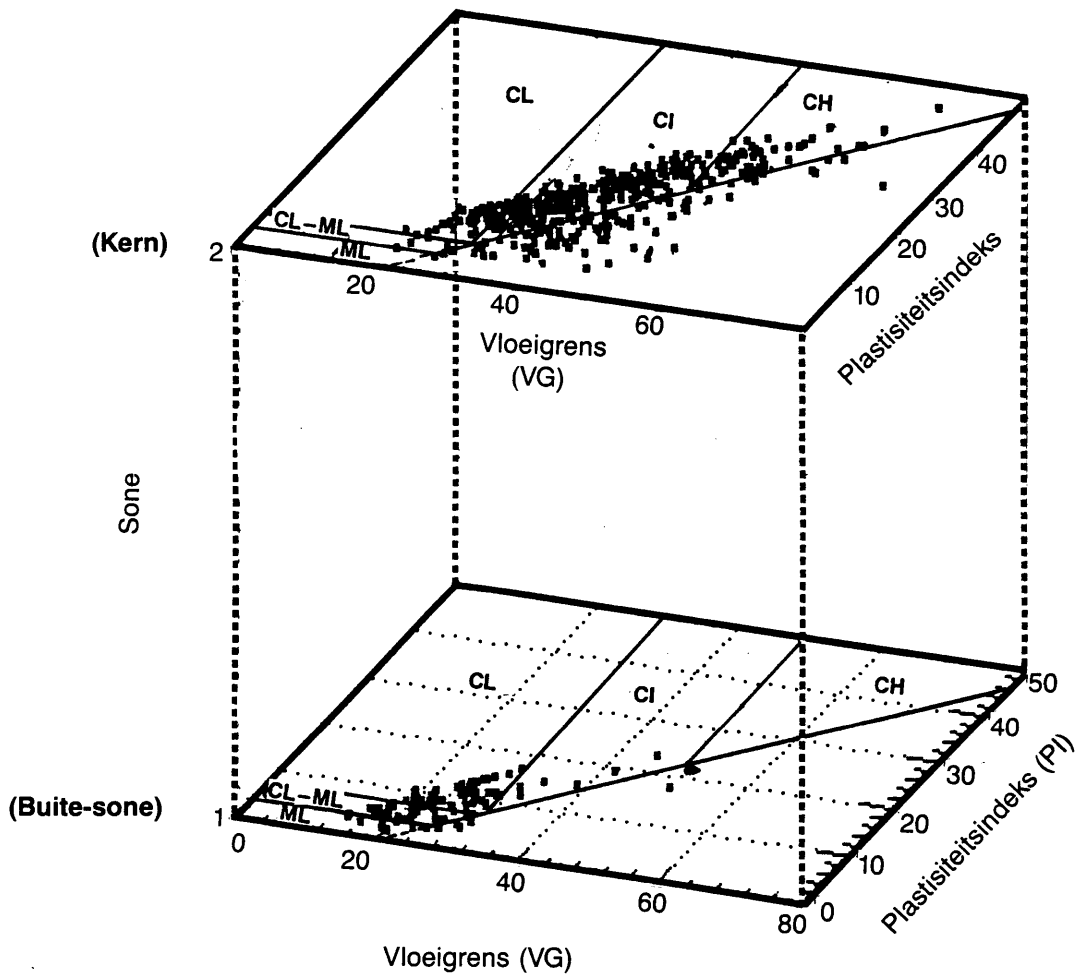
TABEL 5:		
GRONDMEGANIESE EIENSKAP TEN OPSIGTE VAN SONE IN WAL		
EIENSKAP	SONE IN WAL	
	KERN	BUITESONE BY GRONDVUL
Gradering	Meer as 60% deur die 0,42mm sif	Meer as 40% deur die 0,42mm sif
Klei-inhoud (KI) (%)	10 < KI < 30	KI < 10

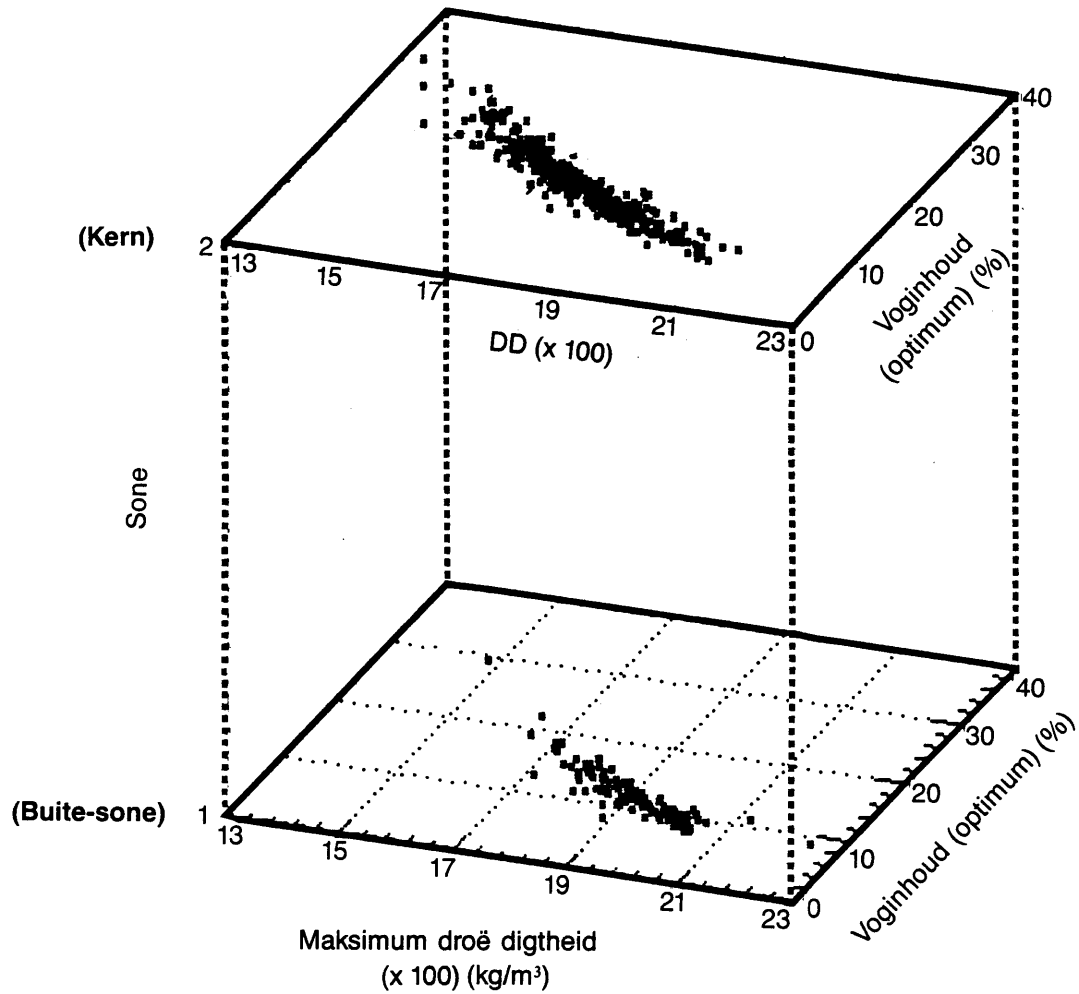
TABEL 5 [Vervolg]

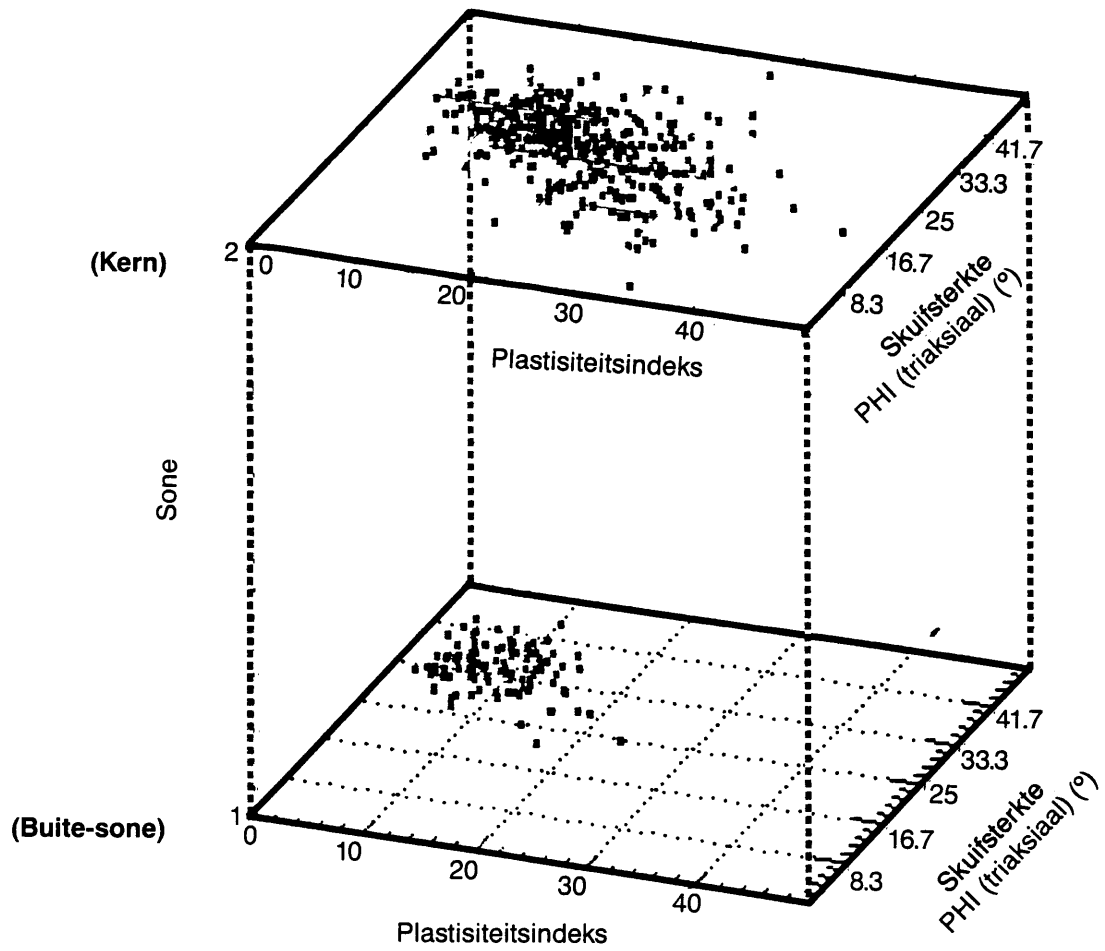
Vloei grens (VG) (%)	$30 < VG < 60$	$VG < 30$
Plastisiteitsindeks (PI) (%)	$12 < PI < 35$	$4 < PI < 12.5$
Liniêre krimp (LK) (%)	$4 < LK < 10$	$7 < LK < 0$
Maksimum droë digtheid (DD) (kg/kubieke meter) *	$1450 < DD < 1880$	$1750 < DD < 2100$
Optimum voggehalte (w) (%) *	$14 < w < 25$	$6 < w < 16$
Skui fsterkte: (1) Hoek (ϕ') grade	$18 < \phi' < 30$	$28 < \phi' < 38$
(2) Kohesie (C') (kPa) **	$12 < C' < 24$	$C' < 12$
Permeabiliteit (k) (cm/s)	$k < 1 \times 10^{-4}$	$k > 1 \times 10^{-4}$

Notas: * Waardes soos in die Standaard Proctortoets bepaal.

** Hierdie waardes is nie getoetste waardes nie maar eerder aanbevole waardes vir gebruik.







is, verteenwoordig die monsters wat in die buiteseone van grondwalle gebruik is. Net so verteenwoordig die waardes op die 2-sone-vlak die waardes wat vir die kernsone gebruik is.

Vanuit die voorstelling is dit duidelik dat alhoewel daar oorvleueling van waardes is, byna alle buiteseone waardes 'n vloei-grens van minder as 30 het. Verder is alle CL-, CL-ML-, en ML-gronde geskik vir gebruik in buiteseones.

In die volgende grafieke, naamlik soos in figure 2.6 en 2.7 aangedui, word die argument verder versterk. In die buiteseone word 'n hoë skuifsterkte en 'n hoë gewig van die grondmateriale vereis. In figure 2.6 en 2.7 is dit duidelik dat beide hierdie vereistes in die 1-sonevlak van die grafieke bevredig word.

Bogenoemde figure is verder bestudeer en daarvolgens is dit vasgestel dat materiale soos in tabel 5 getoon, gegroepeer kan word:

2.2.5 Verbande tussen parameters

Daar is ten spyte van Terzaghi se wysheid soos in paragraaf 2.2.1 aangehaal, 'n poging aangewend om verbande tussen verskillende eienskappe te kry.

Sonder om al die verbande met die korrelasie-koëffisiënte vir die funksies wat gepas is op te som, word daar slegs na die gevalle waar definitiewe aanduidings van verbande gevind is, verwys.

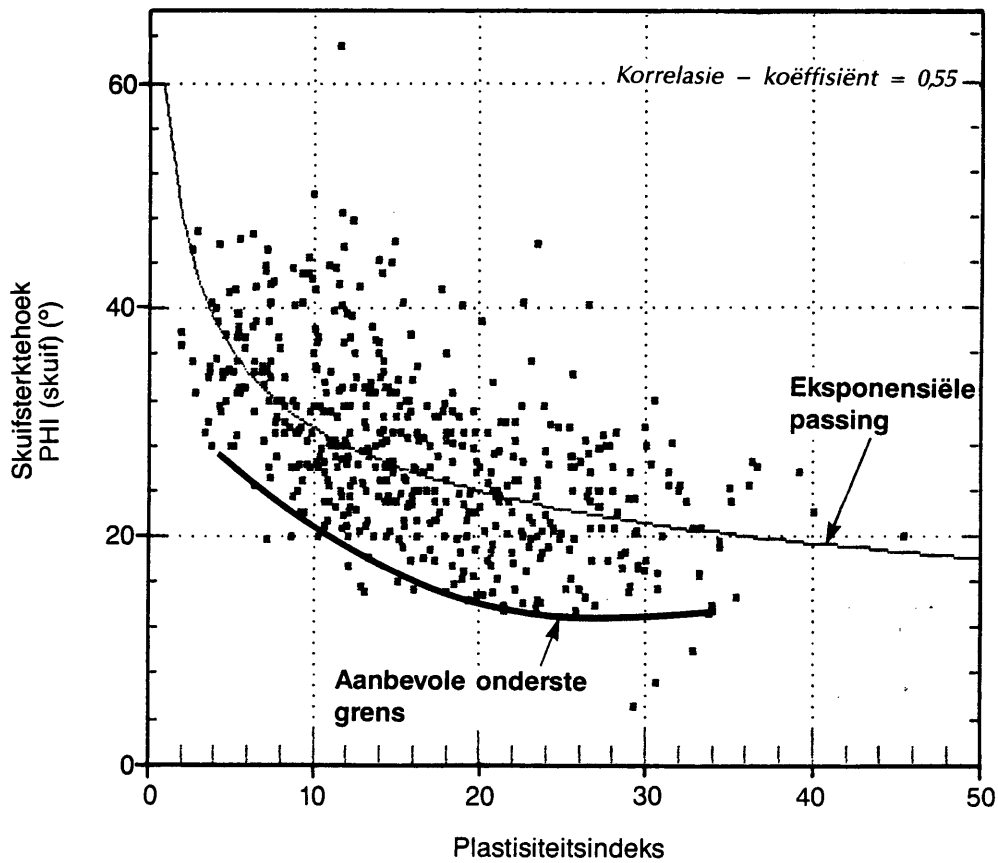
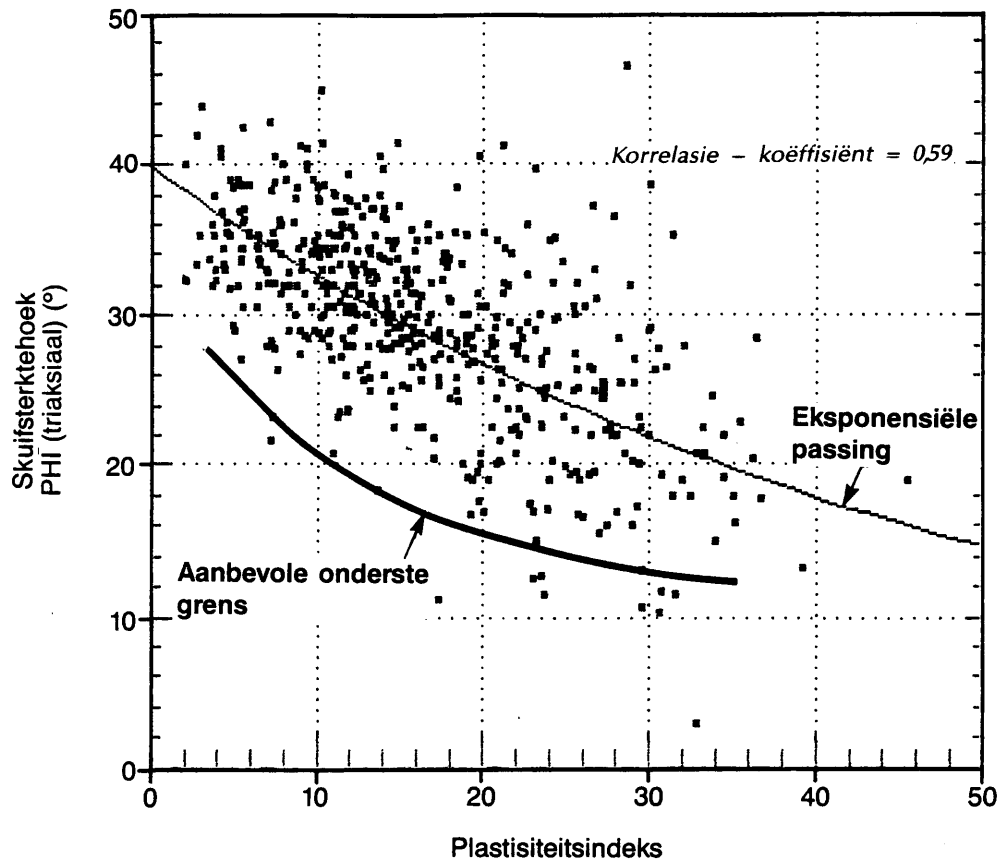
Die eerste geval is in figuur 2.8 getoon waar die skuifsterktehoek met die plastisiteitsindeks in verband gebring is. Alhoewel die korrelasie-koëffisiënte slegs 0,55 en 0,59 is, kan 'n neiging en 'n definitiewe onderste grens tog aangedui word. Monsterwaardes wat buite die onderste grens val, kan as uitskieters weens foutiewe toetse aanvaar word.

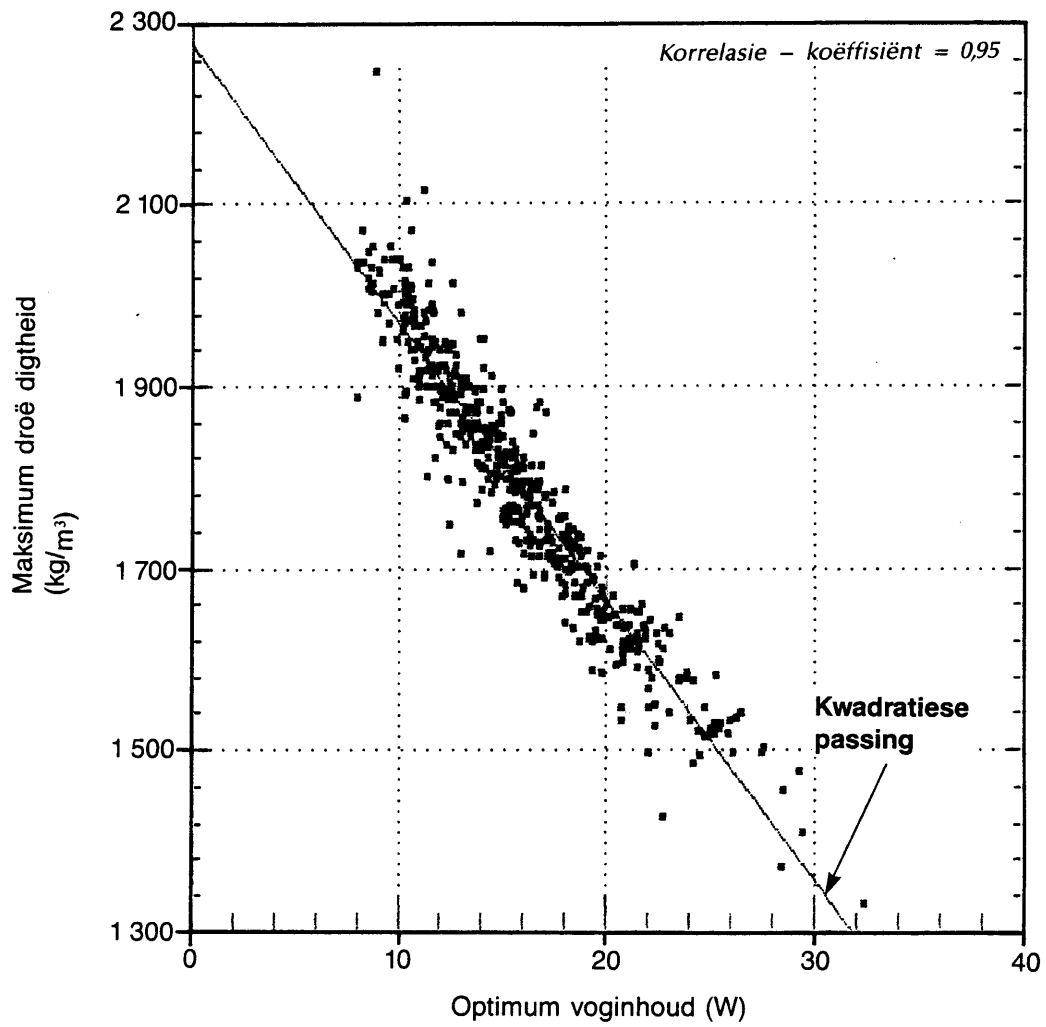
In figuur 2.9 word 'n goeie verband tussen optimum voginhoud en maksimum droë digtheid met 'n korrelasie-koëffisiënt van 0,95 aangedui. Hierdie verband kan met vrug gebruik word om die verkreeë digtheid vanaf die optimum voginhoud te voorspel.

Volgens Badenhorst (1985) is 'n poging aangewend om gronde met betrekking tot hulle herkoms vanaf moedergesteente met grondmeganiese eienskappe in verband te bring. Hierdie poging was nie baie suksesvol nie aangesien verweringsgraad 'n belangrike rol speel. Hierdie aspek behoort vir gronde en rotsvul verder ondersoek te word.

2.3 PROBLEEMGRONDE

2.3.1 Dispersiewe gronde





Dispersiewe gronde deflokkuleer (dispergeer) in die teenwoordigheid van veral skoon water en is onder druk geneig tot erosie en/of pypvorming in grondwalle. Dispersie kan in enige grond met hoë uitruilbare natrium-inhoud, ook sand, voorkom.

Die mees betroubare toets in Suid-Afrika is die Uitruilbare-Natrium-Persentasie-toets (UNP) wat 'n chemiese toets is. Die oorspronklike "pinhole"-toets sowel as die chemiese toets wat deur Sherard ontwikkel is, word nie vir Suid-Afrikaanse toestande as betroubaar beskou nie. (Elges, 1985) Die toetsprosedure is deur Gerber (Gerber, 1982 en 1986) volledig beskryf.

Die moontlikheid van dispersiewe gronde kan met die hidrometertoets bepaal word. Die standaardtoets (met 'n reagens wat die grondpartikels dispergeer) word gedoen en dan herhaal met slegs gede-ioniseerde water. Indien daar in beide toetse dieselfde resultate ten opsigte van die persentasie materiaal deur die 0,05 mm- en die 0,002 mm-sif gevind word, is dit waarskynlik dat die materiaal dispersief is. (Gerber, 1982)

Vir die ontwerp van filterstelsels moet die nie-kohesie- of geflokkuleerde staat ten opsigte van gradering gevind en met die filtergreine vergelyk word vir die ontwerp teen pypvorming.

'n Geoefende oog sal erosievore in dispersiewe gronde uitken omdat die boonste rante van sulke vore boogvormig afgevreet is en dat tonnelvorming voorkom.

Dispersiewe gronde is reeds dwarsoor Suid-Afrika geïdentifiseer. Daarom is dit standaard praktyk om alle gronde voor gebruik ook vir hul dispersiewe aard te toets.

2.3.2 Swiggronde

Swiggronde of "collapsible soils" soos dit in Engels bekend staan, is gewoonlik gronde (veral slikke) met lae digtheid wat swig wanneer dit benat word. Hierdie gronde is in die halfversadigde toestand, maar nie in die versadigde toestand gevind nie. Windvervoerde sande (loes) kom partykeer in diep neersettings voor. Die gevaarlike eienskap van hierdie sande is dat dit by eerste benatting onder druk kan vassak wat kraakvorming in boliggende materiaal soos grond van grondwalle kan veroorsaak.

Swiggronde in Suid-Afrika kan in twee soorte verdeel word, naamlik die wat in-situ voorkom en die wat vervoer is. In sy artikel in die Siviele Ingenieur van Suid-Afrika toon Schwartz (Schwartz, 1985) dat die digtheid van in-situ-swiggronde van 1000 tot 1585 kg/kubieke meter kan wissel. Swiggronde is veral op kwartsiete, felsiete, basalt, graniet en sandsteen gevind. Vervoerde swiggronde is in dieselfde artikel in verskillende soorte ingedeel en die moontlike ingenieursprobleem wat mag opduik ook getoon. Kolluvium (grof en fyn), aeolium, alluvium en ander soorte kan veral stabiliteitsprobleme oplewer indien die eienskap van hierdie materiale nie in aggeneem word nie.

2.3.3 Vloeisande en -slikke

Vervloeiing of die Engelse term “liquefaction” wat in sande wat benat word kan plaasvind, hoort ook hier tuis. (American Society of Civil Engineers, 1976). Los versadigde slikke en sande het lae skuifsterktewaardes en kan onder sekere dinamiese toestande soos tydens aardtrillings vervloei. Aangesien dit weens die komplekse fondamenttoestande in alluvium, waar hierdie sande en slikke voorkom, moeilik is om stabiliteitstoetse met eindigelementtegnieke uit te voer, word daar deur Wagner (1984) voorgestel dat eenvoudiger metodes gebruik word vir die evaluering daarvan.

Gamel (1984) het twee metodes vir die bepaling van die vervloeiingspotensiaal vir 'n spesifieke terrein voorgestel naamlik:

- laboratoriumtoetse van onversteurde monsters moet uitgevoer word om die spanningsituasie wat tot vervloeiing aanleiding kan gee, te bepaal. Die bepaalde skuifspannings moet dan vergelyk word met die sikliese skuifspannings wat deur die ontwerpvaardskok veroorsaak word; en
- die gebruikmaking van 'n empiriese metode waarin die standaard penetrasietoets se resultate gebruik word om die in-situ materiale se eienskappe te bepaal en die vergelyking hiervan met standaard penetrasie toetsresultate waar aardskuddings plaasgevind het.

Tydens die evaluering van die Arcadiadam is 'n verband tussen die aantal houes soos in die standaard penetrasietoets bepaal, die laboratotiumbepaalde sikliese skuifspanning en greingrootte van die grond geïdentifiseer. (Gamel, 1984) 'n Toets- en evalueringsprosedure is ook voorgestel.

2.3.4 Gronde met hoë organiese inhoud

Materiale met 'n hoë organiese inhoud besit die eienskap dat die sterkte van die materiale laer is en soos dit ontbind verminder die sterkte verder. Swak organiese lae in grondwalle kan ook nie goed gekompakteer word nie en dit kan in damme tot onbeheerde lekkasie lei.

2.4 ROTSVUL

2.4.1 Inleiding

Rotsvul is die versamelnaam van gebreekte rotsmateriaal wat in vulwalle geplaas word met die doel om stutting aan die ondeurlaatbare laag te verleen. (Cooke, 1984) Dit het veral twee belangrike eienskappe naamlik hoë skuifsterkte en vry-waterdeurlaatbaarheidsvermoë. Daar ontwikkel nie langtermyn hidrostatiese drukke by rotsvulsones in walle soos in die geval van grondsones

nie. In vergelyking met grondwalle kan veilige stabiliteit van die walstruktuur met minder materiaal verkry word.

2.4.2 Konstruksie-oorewegings

Aanvanklik (ongeveer tot 1940) is rotsvul sonder verdigting geplaas, maar dit het in sommige gevalle tot lekkasie weens oormatige of differensiële vassakking tussen kerns en rotsvulsones gelei. Tans word rotsvul met 'n vibreerroller en met toediening van water verdig. Rotsvul word normaalweg vanuit 'n rotsgroef met behulp van plofstof verkry. Die lading en die spasiëring van gate het 'n invloed op die gradering. Aangesien die eienskappe van gesteentes baie wissel, is eksperimentering die enigste manier om die korrekte gatafstande en plofkragbenodigdhede vas te stel.

2.4.3 Duursaamheid en sterkte

Rotsvul kan vir beoordelingsdoeleindes in die volgende kombinasies van aanvanklike sterkte en langtermyn duursaamheid ingedeel word: (Van Schalkwyk, 1980)

- hoë skuifsterkte en hoë duursaamheid;
'n Voorbeeld hiervan is onverweerde doleriet en dit is weens die inherente hoë deurlaatbaarheid en skuifsterkte daarvan met groot sukses toegepas.
- hoë sterkte en lae duursaamheid;
Hierdie materiaal breek nie op tydens die plasing daarvan nie, maar verswak mettertyd. Rots-tot-rots kontakpunte breek af en groot vassakings van die wal kan plaasvind met gepaardgaande verlaging in deurlaatbaarheid en skuifsterkte.
- lae sterkte en hoë duursaamheid;
Hierdie materiaal breek op tydens die plasing daarvan, maar verswak nie met tyd nie. Indien die belasting as gevolg van verdigting die sterkte van kontakpunte en die belasting van die opvulling oortref, behoort daar geen verdere probleme met so 'n struktuur te wees nie. Die deurlaatbaarheid kan egter afneem.
- lae sterkte, lae duursaamheid;
Indien die verdigting voldoende is om alle ruimtes te vul en hierdie eienskappe in die ontwerp aanvaar is, behoort daar nie verdere probleme te wees nie.

In die eerste geval hierbo genoem, geld die tradisionele spesifikasie vir rotsvulmateriaal. Dit behels:

- (i) goeie gradering ($C_u > 10$) ($C_u = \text{uniformiteitskoëffisiënt} = D_{60}/D_{10}$);
- (ii) hoë deurlatendheid ($D_{10} > 0,02 \text{ mm}$);
- (iii) maksimum klipgrootte van 0,2 tot 0,3 m; en
- (iv) wrywingshoek van minstens 50 grade. (Van Schalkwyk, 1980)

Die Los Angeles-afsluytingstoets bied 'n metode om die afbreking van rotsvul onder meganiese aksie te beskryf en is 'n handige metode om duursaamheid te evalueer. Alhoewel die aggregaat-vergruisingswaardetoets, die waterabsorpsievermoëtoets en die persentasie verwerkingstoets van toepassing is op aggregate, mag dit ook aanduidende resultate vir duursaamheid van rotsvul gee. (Beplanning, ontwerp en konstruksie van klein gronddamme, 1982)

Volgens toetse wat deur Marsal in 1967 (Marsal, 1967) uitgevoer is, is bevind dat die skuifsterkte met groter blokgroottes afneem en ook dat die wrywingshoek kan verminder van byvoorbeeld 70 grade onder lae insluitdruk tot 60 grade onder hoë insluitdruk. (Marsal, 1970) Penman en Charles (Penman, 1976) het toetse op die kwaliteit van rotsvul uitgevoer en saam met Tombs (Tombs, 1981) bevind dat die effektiewe skuifskuurhoek van sandsteenrotsvul vanaf 49 grade tot 35 grade kan verander vir 'n toename in die spanningtoestand afhangend van die soort triaksiaaltoets wat uitgevoer word. Dit kan egter voorlopig aanvaar word dat die resultate op klein skaal (op die fyner fraksie) bepaal konserwatief kan wees. Weens beperkings van die toetsapparaat moet die maksimum diameter van gruis nie 15 - 20% van die toetsapparaatdeursnit oorskry nie.

Vir die laaste twee gevalle soos hierbo genoem, is die beste metode vir die verkryging van skuifskuurinligting om grootskaalse laboratoriumtoetse met of sonder toetswalle uit te voer. Toetse op "afgeskaalde" monsters is egter meer gerieflik en gee ook vergelykbare resultate. Die volgende verwysings kan vir 'n beskrywing van die metode geraadpleeg word: (Marachi, 1969; Marachi, 1972; Hugo, 1982).

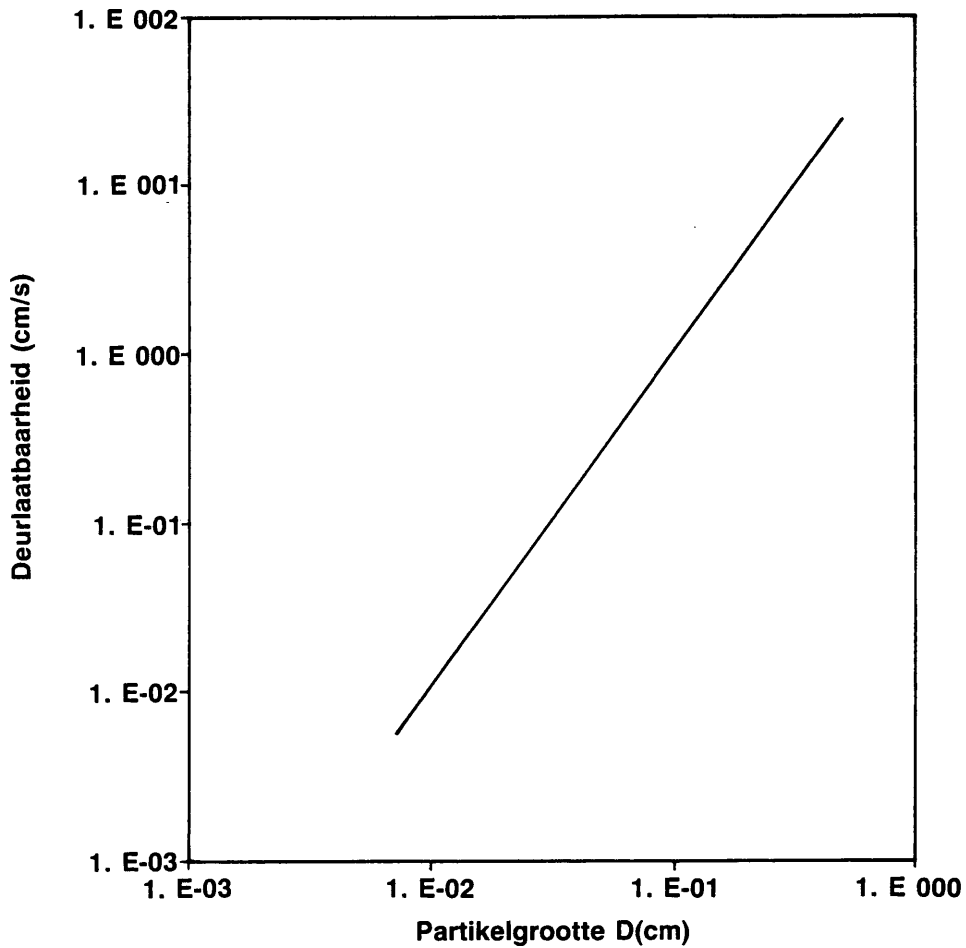
Die sterkte waarde wat aanvaar word, moet met omsigtigheid gekies word, aangesien harde rotsvul soos hierbo genoem mag verskil met sagte rotsvul. Die kohesie-waarde van rotsvul kan as 0 aanvaar word.

2.5 SANDE

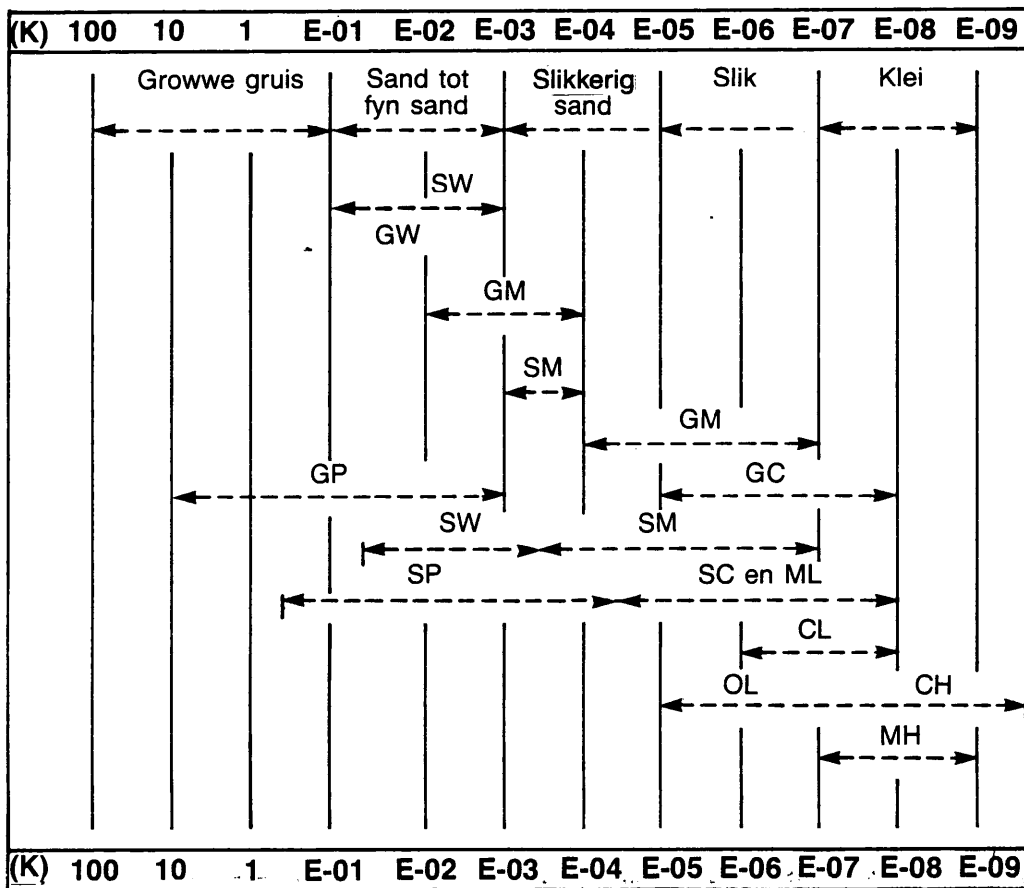
Sande kom in die natuur as alluviale of aeoliese neersittings voor maar kan ook kunsmatig met behulp van klipbrekers vervaardig word. Soms is dit nodig om natuurlike neersittings van sand te was terwyl dit gesif word om fynes te verwyder. Vuil sand kan ook op die manier skoongewas word.

Alluviale sande is oor die algemeen redelik skoon en goed gegradeer, maar die volgende toetse behoort uitgevoer te word:

- 'n nat graderingstoets waar die monster op die siwwe gewas word;
- 'n waterabsorpsievermoëtoets;
- die organiese inhoudtoets; en
- 'n verwerkingstoets.



Deurlaatbaarheid van sande



inhoud (meer as 3%) kan die filterstelsel verstop, terwyl verwerking van 'n sand dieselfde resultaat kan lewer.

Tipiese koëffisiënte van deurlaatbaarheid is in figuur 2.10 getoon. Ordegrootewaardes vir die deurlaatbaarheid van gruis, sande en gronde is ook in figuur 2.10, soos ontleen vanuit SAISI-kursus, (Beplanning, 1982), weergegee. Die sterkte-parameters kan soos in paragraaf 2.4 vir rotsvul bespreek, bepaal word.

2.6 GRUISE

Gruismateriaal word gewoonlik met 'n klipbreker voorberei. Daar is egter gevalle waar gruis vanuit alluviale materiale in riviere (soms nadat dit gesif en gewas is) ook gebruik kan word. Graderingstoets, sterkteparamaters asook duursaamheidstoetse soos in paragraaf 2.4 aangedui, kan ook uitgevoer word.

2.7 STORTKLIP

Stortklip is materiaal wat bestaan uit rotsblokke van verskillende groottes wat aan die stroom-opkant van grondvulwalle geplaas word om erosie van die damwal hoofsaaklik as gevolg van golfaksie van water te verhoed. Die ontwerp van die gradering en gewig van stortklipmateriaal verdien spesiale aandag om voorsorg te tref dat dit nie weens die energie van groot golwe verwyder kan word en onderliggende materiaal nie daardeur kan filtreer nie.

Aangesien stortklip vir lang tydperke aan skokbelastings, vibrasie, slytasie, erosie en variasies in uitdroging, benatting verhitting en afkoeling onderworpe is, moet die duursaamheid soos in paragraaf 7.4 genoem getoets word. Daar bestaan egter geen standaard spesifikasie vir duursaamheid nie. Die sulfaattoets vir gaafheid en 'n maksimum verlies van 5 persent word aanvaar. In hierdie toets word sakke stortklip met verskillende groottes vir 5 siklusse in 'n versadigde oplossing van sulfaat geweek en dan in 'n oond gedroog. Die persentasies wat na 5 siklusse verlore gaan, word as 'n maatstaf vir gaafheid gebruik. (Van Schalkwyk, 1980) 'n Vries- en skoktoets is van toepassing in gebied waar dit soms sneeu. (Elges, 1984)

2.8 GRONDSEMENT

Grondsement word uit 'n mengsel van grond, sement en water voorberei. Dit kan byvoorbeeld as hellingsbeskermingsmateriaal of in sommige gevalle in die plek van beton gebruik word. Enige grond en sand wat maklik gemeng kan word en minder as 50% slied en klei bevat, is geskik vir die vervaardiging van grondsement.

In vergelyking met grond het grondsement 'n groter weerstand teen erosiekragte. Dit het ook groter skuifsterkte en is minder deurlaatbaar. (Kays, 1977) Afhangend van die hoeveelheid sement wat bygevoeg word, kan 28-dae-druksterktes van 3 Mpa tot ongeveer 13 Mpa bereik word. Grondsement

en minder as 50% slijk en klei bevat, is geskik vir die vervaardiging van grondsement.

In vergelyking met grond het grondsement 'n groter weerstand teen erosiekragte. Dit het ook groter skuifsterkte en is minder deurlaatbaar. (Kays, 1977) Afhangend van die hoeveelheid sement wat bygevoeg word, kan 28-dae-druksterktes van 3 Mpa tot ongeveer 13 Mpa bereik word. Grondsement word op een van twee maniere voorberei naamlik in 'n menger (soos 'n betonmenger) of in-situ met roterende ploegaksie. Groot hoeveelhede word gewoonlik met behulp van eersgenoemde metode gemeng terwyl daar van laasgenoemde metode tydens kleiner toepassings gebruik gemaak word.

Die plasingmetode word in paragraaf 7.3.4 behandel.

2.9 BENTONIET

Bentoniet is 'n soort klei wat vanuit vulkaniese as onder water en druk ontwikkel het. Chemies gesproke is bentoniet 'n wateragtige aluminium-silikaat wat tegnies beskou 'n kolloidale klei van die montmorillonitiese minerale groep is (spesifiek die natrium-montmorilloniete) wat in water swel of uitsit. (Kays, 1977) Die kleur van bentonietklei is gewoonlik grys.

Aangesien die partikelgrootte van die bentoniet baie klein is — sommige partikels is volgens elektronmikroskoopmetings slegs 0,002 mikron groot — is die droë digtheid hoog en word waardes van 2300 tot 2700 kg/kubieke meter verkry. Die klei swel van 10 tot 15 keer sy droë digtheid wanneer dit benat word en is daarom 'n goeie grondverseëlaar. Wanneer klein hoeveelhede bentoniet met grond gemeng en benat word, neem grondpermeabiliteit af en die plastisiteit daarvan toe. (Jepson, 1984)

Die koëffisiënt van deurlaatbaarheid is in die orde van $1 \cdot 10^{-8}$ cm/s. Bentoniet het verskillende toepassings. Een daarvan is om afdigting in fondamente vir damme met behulp van die modderslootmetode daar te stel.

Vir die seëling van damme word daar aanbeveel dat tussen 7 en 20 kg/vierkante meter eweredig in die boonste 150mm-laag ingewerk word. Vir klei moet daar minder en vir sand meer van die materiaal gebruik word. (Kays, 1977)

2.10 ALGEMENE ASPEKTE

Waar twee of meer soorte grondmateriale in horisontale lae in leengebiede voorkom, kan elk selektief uitgegrawe word of hulle kan gelyktydig ontgin en voor verdigting gemeng word. Die mengsel moet aangepas word om die mees aanvaarbare eienskappe te kry.

Vulwalmateriale kan ook voorberei word deur byvoorbeeld bentoniet daarmee te vermeng. So 'n mengsel kan dan as 'n kernmateriaal gebruik word.

In sommige alluviale materiale en sommige residuele grond, soos byvoorbeeld doleriet, kom daar gewoonlik rolstene voor. Hierdie materiale kan met die volgende voorbehoude in vulwalle verdig word:

- die grootste rolsteen mag nie groter as twee-derdes van die geplaasde laagdikte wees nie; en
- die persentasie rolstene in 'n digte laag sonder leemtes mag nie meer as 15% wees nie.

Hierdie beperking word geplaas om deursyfering te verhoed en 'n goeie verdigting te verseker.

Die veroudering van materiale moet deeglik oorweeg word. Die ontwerpsdokumente behoort instruksies met betrekking tot die voorkoming van die veroudering en verswakking van materiale in te sluit. 'n Voldoende toelating vir korrosie van staal moet byvoorbeeld by die ontwerp van strukturele komponente ingesluit word. Die eienskappe van grond wat vanaf modderstene afkomstig is (Badenhorst, 1985) verswak met tyd en behoort in die stabiliteit van damme in ag geneem te word.

FONDAMENTTOESTANDE

3.1 BELASTINGS

Die belastings wat 'n grondvuldam op sy fondament uitoefen is weens die laer digtheid (ook die versadigde digtheid) van grondvulmateriaal laer as in die geval van betondamme. Die maksimum belasting kom, weens die hoogste hoogte daar, onder die middellyn van die wal voor. Verder word die fondamentmateriaal se skuifsterktevermoë deur die insluitdruk van die sykanthelling van die wal verhoog. Die volgende tabel gee 'n aanduiding van die verwagte maksimum druk op verskillende damme se fundamente soos deur die skrywer bepaal of deur Van Schalkwyk getoon. (Van Schalkwyk, 1980)

	Grond	Rotsvul	Beton- swaarte- krag	Boog
Digtheid (kg/kub.m)	2100	2400	2400	2400
Moontlike maksimum Druk (Mpa)	2,1	2,4	3,0	5

Die fondament vorm 'n integrale deel van die wal en moet so ontleed word. Ten opsigte van die vereiste skuifsterkte van fondamentmateriaal kan gemeld word dat dit minstens die skuifsterkte van die vulmateriaal moet ewenaar. Vir grondvuldamme waar die skuifsterktehoek sê 20 grade is, kan die fondamentmateriaal dus teoreties ook uit grond met daardie sterkte bestaan,

terwyl vir rotsvulwalle die sterkte weens ekonomiese stabiliteitsredes minstens 36 grade moet wees.

3.2 FONDAMENTONDERSOEKE

Tydens die fondamentondersoek moet daar altyd rekening gehou word met die feit dat die eienskappe van die walstruktuur tydens konstruksie gekontroleer word en bekend is, terwyl die eienskappe van die fondament van plek tot plek kan wissel en swak bekend kan wees. Van belang in die fondament is die moontlikheid van potensiële horisontale of naby-horisontale glyvlakke of vlakke waarlangs hoër hidrostatiese druk kan opbou en wat nie noodwendig met behulp van toetswerk op grondmonsters opgespoor kan word nie. (Van Schalkwyk, 1980)

In hierdie verhandeling word daar nie 'n aanbeveling ten opsigte van die toetse of metodes wat gevolg moet word gemaak nie, want dit is deur Van Schalkwyk (Van Schalkwyk, 1980) voldoende aangeteken. Daar is egter gepoog om 'n werkwyse en die graad van ondersoek wat benodig word met die grootte van die dam en die bedreigingspotensiaal soos in die damveiligheidsregulasies (Damveiligheidsregulasies, 1986) gedefinieer in verband te bring. Die betroubaarheidsvlakke van 'n fondamentondersoek vir die ontwerp stadium soos deur die skrywer aangepas, is in tabel 7 opgesom (Simposium 1986) soos deur skrywer aangepas.

Betroubaarheidsvlak C kan bereik word na 'n deeglike studie en interpretasie

TABEL 7			
BETROUBAARHEIDSVLAKKE VAN ONDERSOEKE VIR VERSKILLENDE DAMME VOLGENS HOOGTE EN KATEGORIE			
KATEGORIE HOOGTE (m)	I	II	III
< 12	C	C	B
12 - 30	-	B	A
> 30	-	-	A

van bestaande inligting en lug- en satelietfoto's deur 'n ervare vakspesialis. 'n Veldondersoek is normaalweg nie 'n vereiste nie. Tydens die bou van die dam kan inligting deur 'n persoon met ervaring in damkonstruksie, bekom word.

Betroubaarheidsvlak B verteenwoordig sowat 95 persent sekerheid dat alle kritiese geologiese faktore geïdentifiseer is en sowat 80 persent akkuraatheid met betrekking tot die omlyning en eienskappe van geologiese materiaalklasse. 'n Goedgebalanseerde ondersoekprogram waarvoor die hoeveelhede beraam kan word volgens die belaste volume, kompleksiteit van die geologie en persentasie rotsdagsome in die fondamentgebied en interpretasie deur 'n vakspesialis word vereis.

Betroubaarheidsvlak A verteenwoordig 100 persent sekerheid dat alle kritiese geologiese faktore geïdentifiseer is en sowat 90 persent akkuraatheid met betrekking tot die omlyning en eienskappe van geologiese materiaalklasse. 'n Omvattende en goed-gebalanseerde voor-konstruksie ondersoekprogram waarvan die betroubaarheid getoets en die resultate deur 'n span en 'n ervare vakspesialis geïnterpreteer is, moet aangevul word deur 'n volgehoue program van noukeurige waarneming en rekordhouding tydens fondamentuitgrawing ten einde hierdie betroubaarheidsvlakke te bereik.

Die hoeveelheid ondersoekwerk wat benodig word om 'n bepaalde betroubaarheidsvlak te bereik, hang af van die hoeveelheid en kwaliteit van geologiese en geotegniese inligting wat reeds beskikbaar is, die kompleksiteit van die geologie en die toeganklikheid en aard van die gebied. By groot projekte kan hierdie koste tot 'n half persent van die projekkkoste beloop.

Ou rivierkanale, areas met verweerde rots, intrusies, nate en krake, fonteine in die fondament en ander geologiese verskynsels wat lae digthede, hoë deurlaatbaarhede en lae sterktes tot gevolg kan hê, is voorbeelde van belangrike en baie keer komplekse geologiese en geotegniese inligting wat verkry moet word. Detailondersoeke van alluvium- en kolluviummateriale moet uitgevoer word, aangesien die eienskappe van elke ander een uniek is.

Die nut van geologiese, grond- en topografiese kaarte moet egter nie uit die oog verloor word nie. Ondervinding van die skrywer het bewys dat met die hulp van lugfoto's geologiese belangrikhede soos verskuiwings, intrusies en oppervlakte dreinerings suksesvol geïdentifiseer kan word. Daarby saam kan slote wat gegrawe word of ander kleinskaal-toetse soos 'n handawegaar nuttige inligting gee. By groot damme kan toetstonnels (loodstonnels) in die posisie soos beoog vir die finale dam se uitlaat gegrawe word.

Dit is raadsaam om geologiese toestande by ontbloting van die fondament tydens konstruksie te karteer en te dokumenteer sodat indien daar in die lewe van die dam fondamentprobleme sou opduik, die rede daarvoor moontlik afleibaar kan wees.

Skietwerk met plofstowwe moet sover moontlik beperk word sodat die fondament nie versteur word nie en moet in alle gevalle voordat bryvulling uitgevoer word, geskied.

VERDIGTINGSPRAKTYKE EN -RIGLYNE

4.1 INLEIDING

Met verdigting word bedoel dat energie toegepas word om geplaasde vulmateriaal wat uit lug, water en grond- of rotspartikels bestaan, te verdig. Lug word in die proses uitgedryf sonder dat die waterinhoud betekenisvol verander. Verdigting verhoog die sterkte, verminder die deurlaatbaarheid en verminder die samedrukbaarheid van walle.

In die geval van vulwalle is dit praktyk dat verdigting tot 'n sekere standaard uitgevoer word. Wanneer vulmateriaal tot 'n bekende standaard (ten opsigte van digtheid en waterinhoud) verdig word, kan eienskappe soos sterkte, deurlaatbaarheid, vassakking en elastisiteit (veral vir die kern) by daardie digtheid bepaal word en kan die veiligheid en gedrag van die wal na aanleiding daarvan voorspel word.

Verder is die spanning/vervormings-eienskappe van walle ook belangrik en moet grondwalle onder geen omstandighede uiters lae spannings of skuifkragte ontwikkel nie aangesien dit tot breukvorming en die verlies van water uit die dam kan lei.

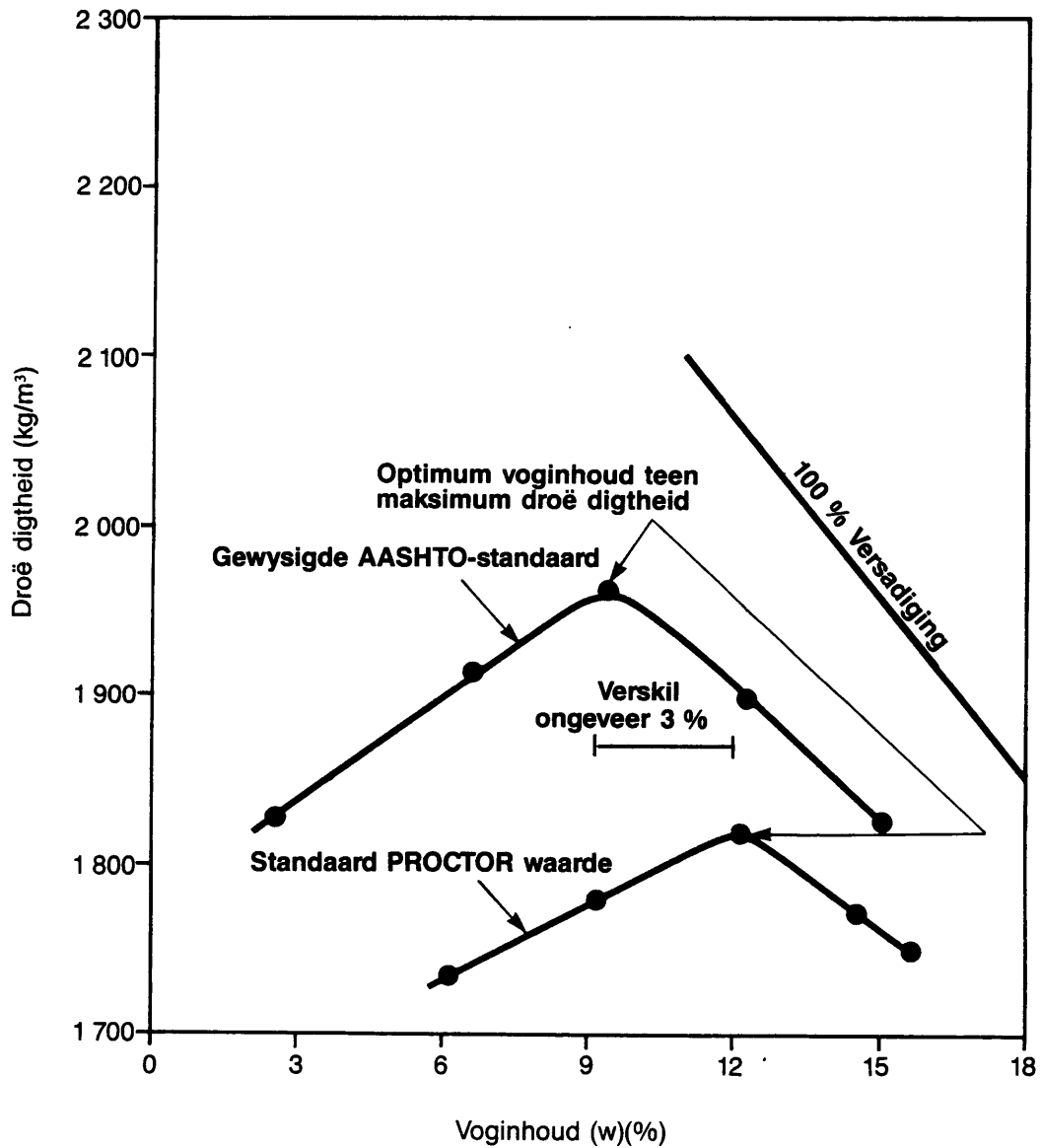
Verdigting van vulmateriale word met verdigtingmasjinerie (wat 'n lugband, skaapvoet of tampeeroller kan wees,) toegepas en water word voor verdigting eweredig ingewerk (geploeg) om optimum verdigting te bewerkstellig. In die geval van rotsvul of sand word daar altyd van 'n vibrasie-aksie vir effektiewe verdigting gebruik gemaak.

4.2 GRONDVUL

4.2.1 Standaard

Vir 'n grond bestaan daar 'n spesifieke maksimum digtheid waartoe dit verdig kan word met 'n spesifieke hoeveelheid energie, maar om die maksimum digtheid te bereik is dit noodsaaklik dat die grond 'n spesifieke voginhoud sal bevat. Op figuur 4.1 is vyf punte getoon en met 'n lyn verbind wat die verband tussen die voorsiene voginhoud en die verkrygte maksimum droë digtheid vir twee energie-aanwendings, die Standaard Proctor en die Gewysigde AASHTO toon. Die optimum voginhoud by die maksimum droë digtheid is vir albei getoon. Vanaf die grafiek kan die volgende afgelei word:

- die optimum voginhoud van die Gewysigde AASHTO-toets is laer (gewoonlik 2 tot 3%) as die Standaard Proctor-toets; en



- die maksimum droë digtheid van die Gewysigde AASHTO-toets is hoër as die vir die Standaard PROCTOR-toets.

'n Grond wat droog van optimum voginhoud gekompakteer word, sal met 'n toename in verdigtingpoging verder verdig. 'n Grond wat ver bo optimum voginhoud verdig word, sal vir 'n toename in verdigtingpoging neig om te skeur, maar sal nie verder verdig nie.

Die mees geskikte standaard vir die verdigting van gronddamwalle is die Standaard Proctor en meer spesifiek 95% van maksimum droë digtheid by optimum voginhoud daarvan. Dit is belangrik om daarop te let dat die Gewysigde AASHTO-toets nie op gronddamwalle van toepassing gemaak kan word nie, omdat die hoeveelheid energie wat in hierdie geval toegedien word onnodig hoog is en die optimum voginhoud te laag is. Volgens sy ervaring meld Sherard (Hirschfeld, 1973) dat Gewysigde AASHTO-verdigte grondwalle star is, met ander woorde nie meer voldoende plasties of elasties is nie en dat die moontlikheid van kraakvorming drasties toeneem wanneer die voggehalte onder die Standaard AASHTO optimum daal. (Die optimum voginhoud vir die Standaard AASHTO-toets en die Standaard Proctor-toets is ongeveer dieselfde.) Hy beveel daarom aan dat waterinhoude nie by die Gewysigde AASHTO optimum gebruik of gespesifiseer word nie. By damme hoër as 90 m moet die mees toepaslike standaard egter nagevors word.

Hierdie argument is natuurlik nie op sandvul van toepassing nie aangesien kraakvorming nie daar eerste prioriteit is nie, maar die vermindering van deurlaatbaarheid (en moontlik voorkoming van stormwatererosie). In laasgenoemde geval kan die Gewysigde AASHTO-kriteria vir die verdigting van goedgegradeerde sande gebruik word aangesien swak gegradeerde sande nie goeie verdigtingresultate lewer nie. Die relatiewe digtheidstoets kan ook tydens gehaltebeheer aangewend word. (Bureau of Reclamation, 1974)

4.2.2 Kernmateriaal

Daar word 'n hoër premie op die effektiewe werking van die kernmateriaal van vuldamme geplaas soos uit die volgende aanhaling uit Middlebrooks en Walker (1953) blyk:

“In addition to the regular criteria relating the stability and permeability we give special attention to the core material in order that it may satisfy the following criteria:

- it may be placed at a density and at a moisture which will not allow further consolidation and saturation;
- it must be sufficiently plastic so that differential settlement will not cause cracks to develop through it.”

Beide hierdie kriteria word bevredig indien die waterinhoud by verdigting aan die nat kant van die Standaard Proctor optimum is – trouens dit is die enigste wyse waarvolgens daar aan die kriteria voldoen word. Daar moet egter in die geval

voorsiening gemaak word vir die ontwikkeling van poriedrukke tydens konstruksie.

4.2.3 Deurlaatbaarheid

Toetse het verder bewys dat indien daar teen 2% onder optimum voggehalte verdig is, die deurlaatbaarheid 50 keer meer is as by optimum voggehalte. (Beplanning, Elges, 1982) Dit is ook opgemerk dat indien verdigting aan die nat kant van optimum (tot 3% bo optimum) voginhoud geskied, dit tot oormatig lae deursypeling aanleiding gee. Verdere eksperimente met kleimateriale waarvan die deurlaatbaarheid $1 \cdot E-02$ cm/s en groter is, het getoon dat die deurlaatbaarheid na 'n kort rukkie drasties toeneem en dat troebel water voorkom wat die verlies aan klein kleigreine aantoon. Dit is verder ook gedemonstreer dat 'n deurlaatbaarheid van $1 \cdot E-02$ cm/s 'n deursypelingssnelheid veroorsaak wat partikeltjies van 0,5 mikron in diameter kan wegvoer. Beheer oor pypvormingsbreuke kan dus verkry word indien deurlaatbaarhede in kleimateriale tot minder as $1 \cdot E-03$ cm/s beperk word. Dit kan ook bewerkstellig word deur die kern van vulwalle tussen optimum en 2% bo optimum voggehalte te plaas. (Vaughn, 1976)

4.2.4 Laagdiktes

Laagdiktes vir verdigting behoort eksperimenteel met die beskikbare masjinerie bepaal te word. Spesiale voorsorg vir die goeie vermenging met vog en die effektiewe verdigting deur die hele laag moet getref word. Indien laagdiktes vir grondplasing nie eksperimenteel bepaal kan word nie, moet laagdiktes nie 200 mm oorskry nie en liefs tot 150 mm beperk word. Kwaliteitskontrole behoort noukeurig gedoen te word. 'n Voorbeeld van kwaliteitsbeheervoorskrif tydens konstruksie is in Aanhangesel B getoon. Indien die eienskappe van grond in die leengebied verander, behoort 'n nuwe Proctor-toets van materiaal in die leengebied gedoen te word om so die nuwe standaard waarteen materiaal geplaas word, vas te stel. Indien 'n laag tydens verdigting uitdroog behoort dit herbewerk te word en teen die regte voginhoud gekompakteer te word. Swak gekompakteerde lae kan tot deursyfering en/of swigting lei.

4.2.5 Verdigting in beperkte gebiede

In beperkte gebiede, met ander woorde daar waar groot verdigtingsmasjinerie nie effektief kan verdig nie, byvoorbeeld langs betonmure, moet verdigting met kleiner masjiene op dunner lae toegepas word. Waar dit nie anders kan nie, moet daar met die hand gekompakteer word; maar dan liefs tot 2% bo optimum voginhoud sodat alle gronddeeltjies benat kan word. Noukeurige kontrole oor die standaard wat bereik word moet hier uitgevoer word aangesien baie swigtings wat in die verlede plaasgevind het, juis weens pypvorming langs hierdie weë (soos langs die onderuitlaatpyp) plaasgevind het. (Oosthuizen, 1985)

Die voorsiening van krae rondom onderuitlate om sodoende die lekkasiepad langs die onderuitlaat in die grondwal langer te maak, is deesdae nie meer praktyk nie aangesien dit moeilik is om verdigting teen hierdie oppervlak te kry.

Swak verdigting kan daartoe lei dat die effektiewe verdigte syferpad nie langer is nie. Daar word dus groter klem gelê op goeie positiewe verdigting oor die totale lengte van die onderuitlaat. 'n Betonhuls rondom 'n pyp waarvan die kante effens hel vir positiewe verdigting, word as goeie praktyk in hierdie verband aanbeveel. (Sherard, 1984)

4.3 ROTSVUL

4.3.1 Metode van verdigting

Rotsvul word gewoonlik met groot vragmotors vervoer en op die wal gestort. Tydens die bouproses by die Driekloofdam is dit bewys dat segregasie van die rotsmateriale die minste voorkom indien die rotsmateriaal nadat dit bo-op die laag wat gebou word gestort is, "oorgestoot" word totdat die korrekte laagdikte bekom is. Die toevoeging van water met 'n spuit terwyl die materiaal oorgestoot word, werk effektief. Daar bestaan onsekerheid oor die hoeveelheid water wat benodig word, maar dit word algemeen aanvaar dat die hoeveelheid meer as 10% van die volume van die rotsvul moet wees. Die doel met watertoediening is om die rotspute te benat sodat smering kan plaasvind wanneer die laag verdig word en rots-tot-rots-kontak nadat die fynstof verwyder is te verkry sodat die digste massa wat die minste sal vassak tydens die leeftyd van die dam verseker kan word. (Golze, 1977)

4.3.2 Laagdikte

Die naverdigting-laagdikte varieer gewoonlik van 600 mm tot 2000 mm (Wilson, 1979). Laagdiktes en die korrekte hoeveelheid water wat toegedien moet word, kan effektief met 'n toetsseksie bepaal word. Tydens die operasie word verskillende laagdiktes, en verskillende aantal passe, met verskillende watertoedienings met dieselfde vibreerroller gebou. Die hoeveelheid vassakking word na elke verdigtingpoging gemoniteer en 'n grafiek van aantal passe teenoor vassakking geteken. Die optimumpunt vir die aantal passe word gevind waar die vassakkingkarakteristiek drasties verander (verbeter). Nadat die aantal passe gekies is, moet die geplaasde laag op plekke oopgemaak word, sodat die verspreiding van die groter klippe en die gradering oor die diepte van die laag nagevors kan word. Die volgende aspekte tydens die inspeksie van die laag is van belang:

- Rots-tot-rots-kontak moet verkry word – fynstof moet uitgewas word.
- Ruimtes tussen die rotsvul moet 'n minimum wees.
- Die digtheid aan die bokant, middel en onderkant van die laag moet bepaal word.
- Opbreking van die materiaal moet nagevors word.

Die in-situ digtheid kan bepaal word deur materiaal te weeg en die gat waaruit dit kom se volume te bepaal.

4.3.3 Gradering

Die gradering van rotsvul vervaardig vanuit verskillende moedergesteentes wissel veral wat die fyner partikels aanbetref. Die skrywer se ervaring is dat daar vir verskillende sandsteensoorte ook verskillende graderings is, byvoorbeeld die Natalgroepsandstene by die Mvumasedam was baie harder met minder fyn fraksies daarin terwyl die Drakensbergsandstene by Driekloofdam en die Tafelbergsandstene by die Rockviewdam sagter was en 'n groter persentasie fyn fraksies bevat het. Tydens die verdigting-aksie vind daar ook opbreking van rotspartikels plaas en mag dit, soos in die geval van Driekloofdam, gebeur dat die rotsvul na 'n sandvul opbreek. Die gradering en eienskappe van die finale produk in die wal moet bekend en volgens spesifikasie wees en alle vorige prosesse daarooreenkomstig aangepas word.

4.4 FILTERSTELSELS

Die huidige gedagterigting ten opsigte van die verdigting van filterstelsels is om filter- of dreineringsmateriaal nie te verdig nie, want:

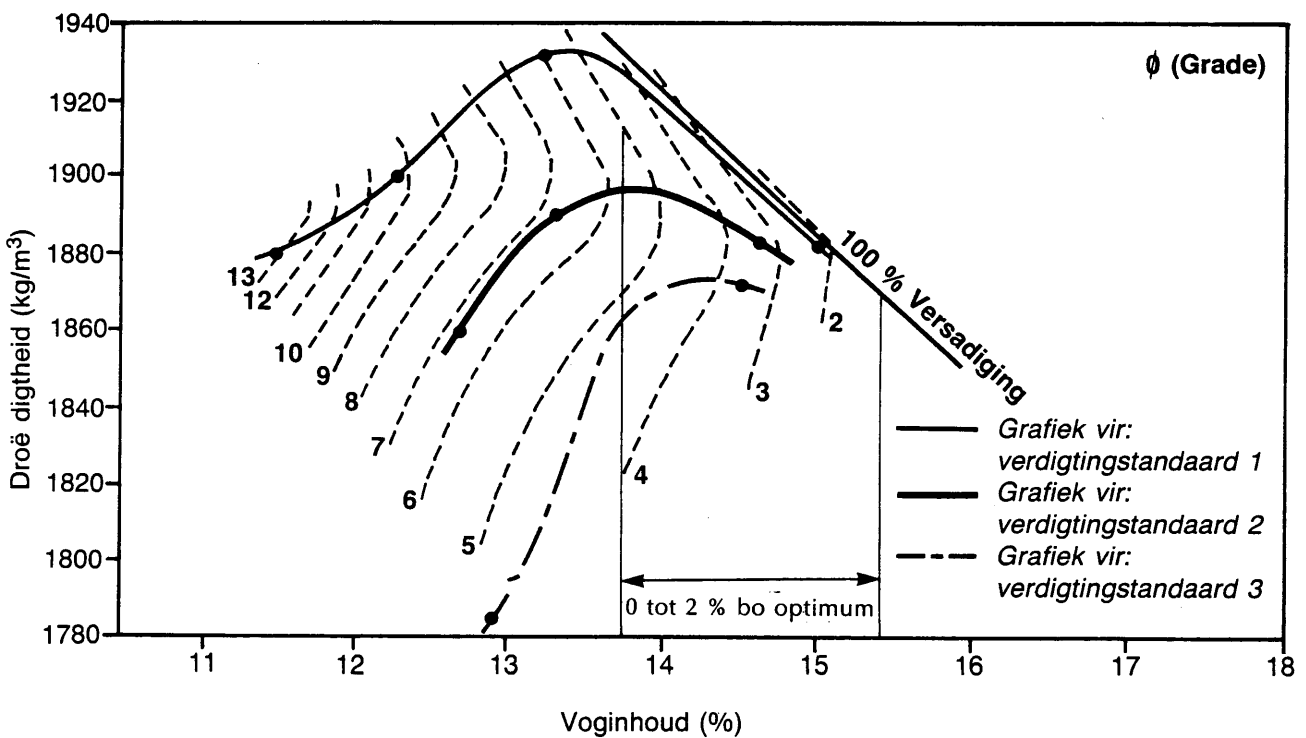
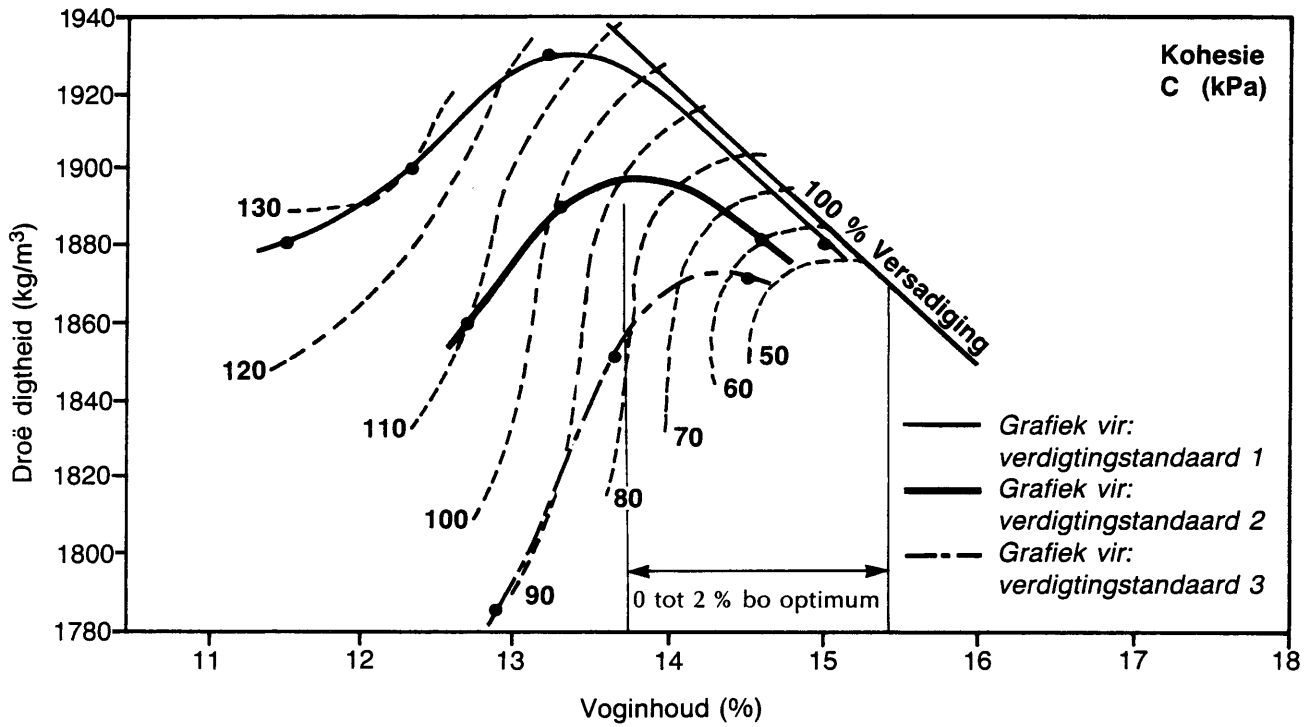
- die materiaal moet ineenstort by differensiële vassakking of kraakvorming van die naburige materiaal; en
- die gradering van filtermateriaal verander (verfyn) met verdigting en dit mag wees dat daar dan nie aan die filtermateriaalkriteria ten opsigte van deursypeling of pypvorming voldoen word nie. (Sherard, 1984)

Indien filters wel verdig word, moet daar na die sterkte, vergruisingswaarde en opbreking tydens verdigting ondersoek ingestel word. Daar moet altyd in gedagte gehou word dat differensiële vassakking tussen die kern- en buitessonemateriaal deur 'n filter opgeneem moet word.

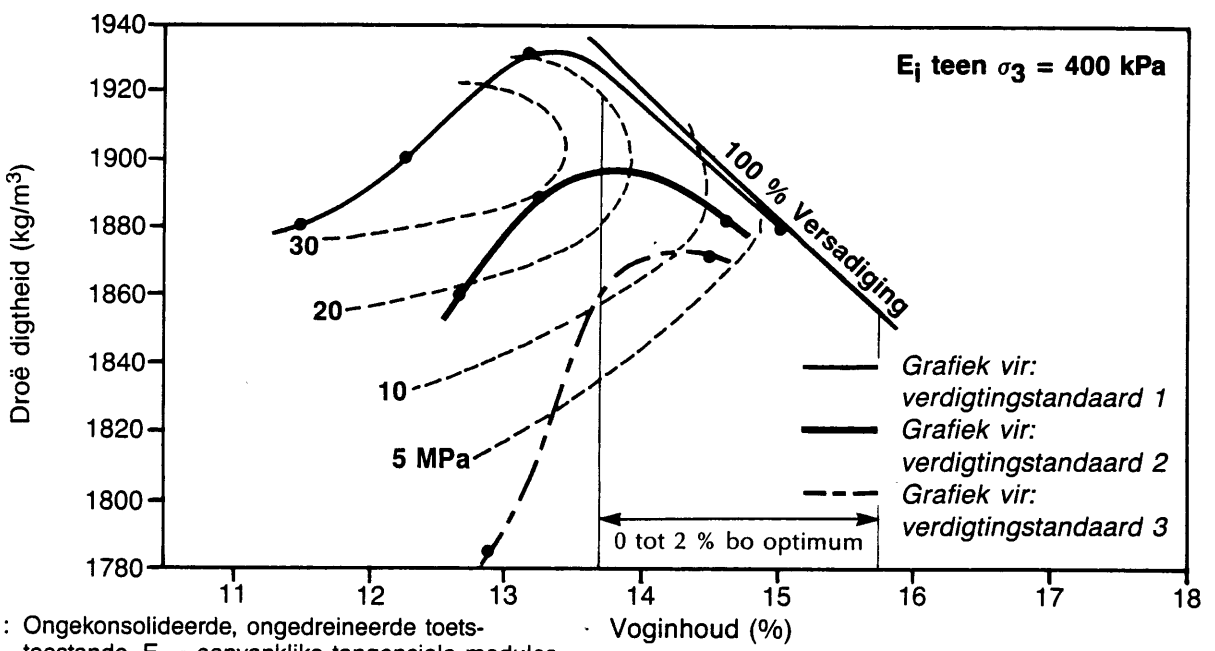
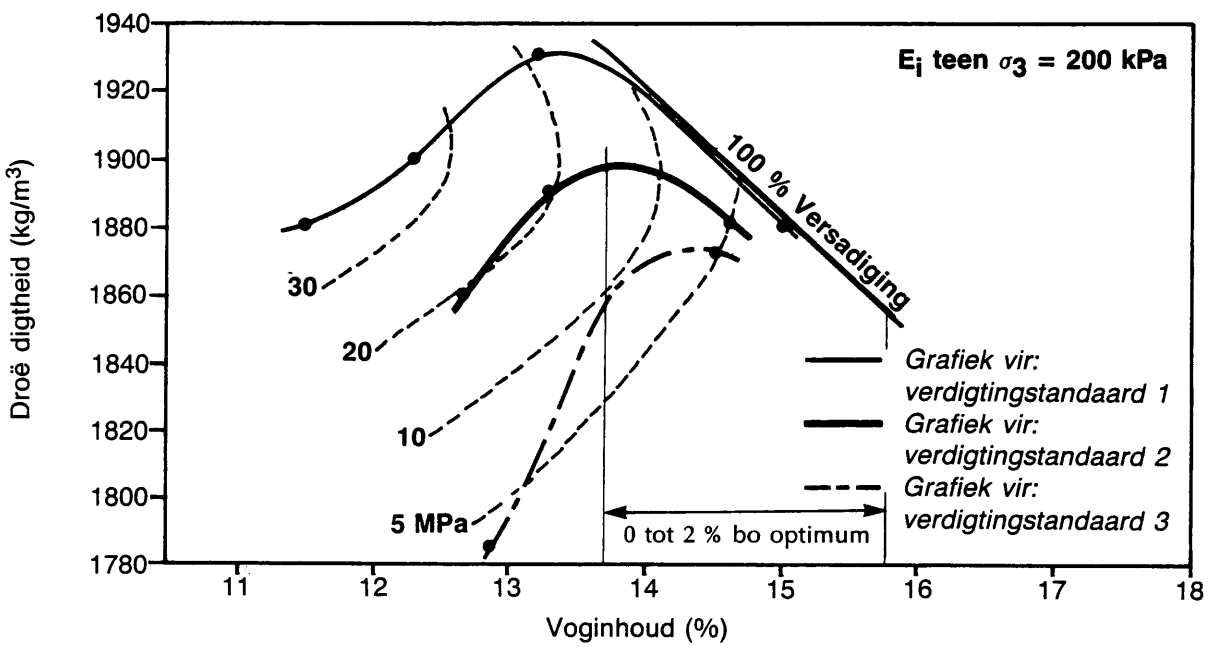
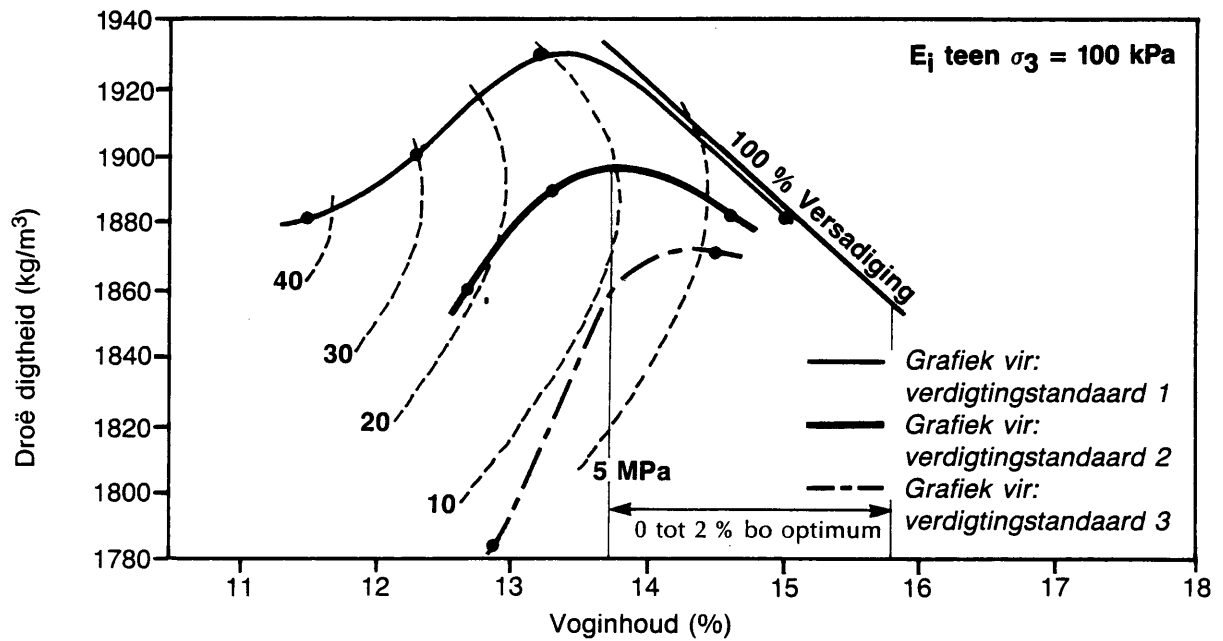
4.5 VERDIGTING IN VERGELYKING MET ANDER EIENSKAPPE

'n Studie wat vir Driekloofdam op 'n unieke grondmateriaal uitgevoer is, word hier as voorbeeld gebruik. (Viktor, 1980) In figure 4.2, 4.3 en 4.4, 4.5 is die eienskappe van twee soorte grondmateriaal, naamlik ondeurlaatbaar en deurlaatbaar, getoon. Die verband tussen die maksimum droë digtheid en optimum voginhoud asook sterkte- en E_i -moduluseienskappe (aanvanklike spannings-vervormings-verhouding) is uit spesiale triaksiaaltoetse verkry. Die verskillende grafieke verteenwoordig verskillende standaarde ten opsigte van verdigtingpogings. Die middelste grafiek, soos aangetoon, kan met die Standaard Proctor-eienskap in verband gebring word. Noukeurige inspeksie van hierdie grafieke bring die volgende aan die lig:

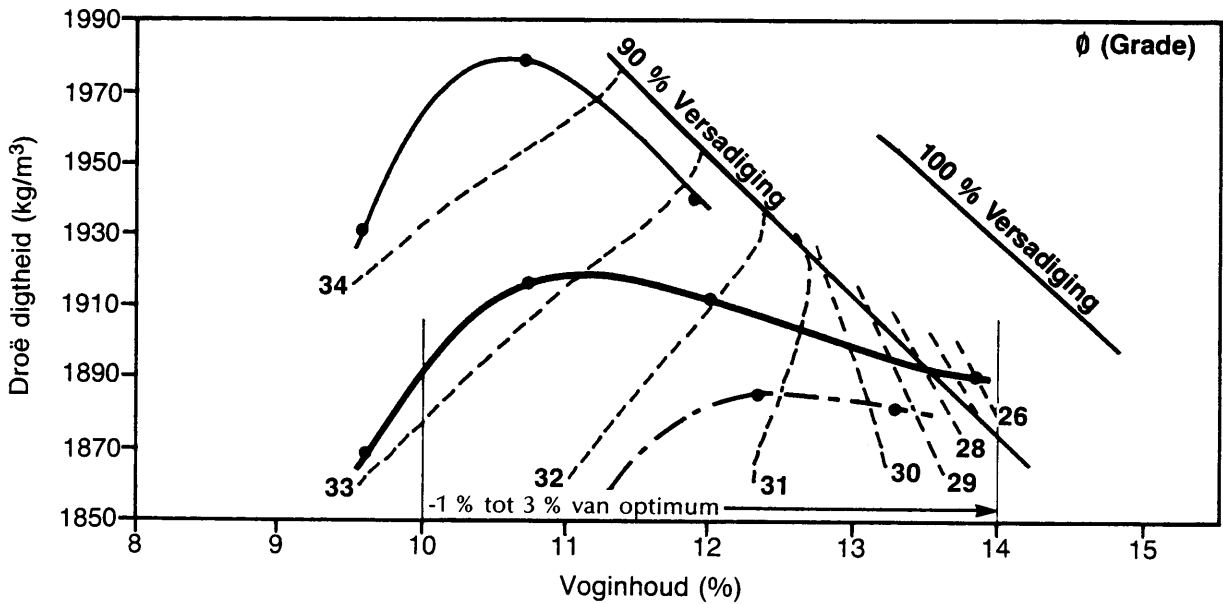
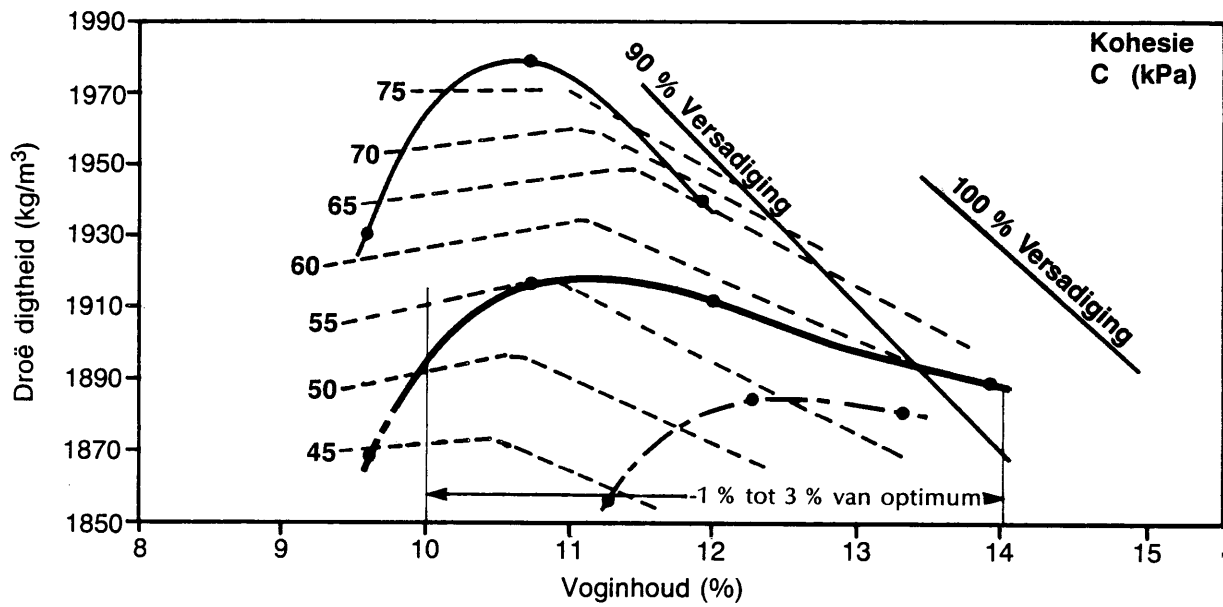
- Vir ondeurlaatbare materiaal is daar ten opsigte van 'n variasie in voginhoud tussen 0 en +2% van optimum, 'n groot vermindering in skuifsterktehoekwaarde, weinig verandering in die kohesiewaarde en geen verandering in die elasticiteit. Aangesien die hoofdoel van 'n kern in 'n wal afdigting is, is elasticiteit en kohesie dominant en sterkte



NOTA : Ongekonsolideerde ongedreineerde toets-toestande

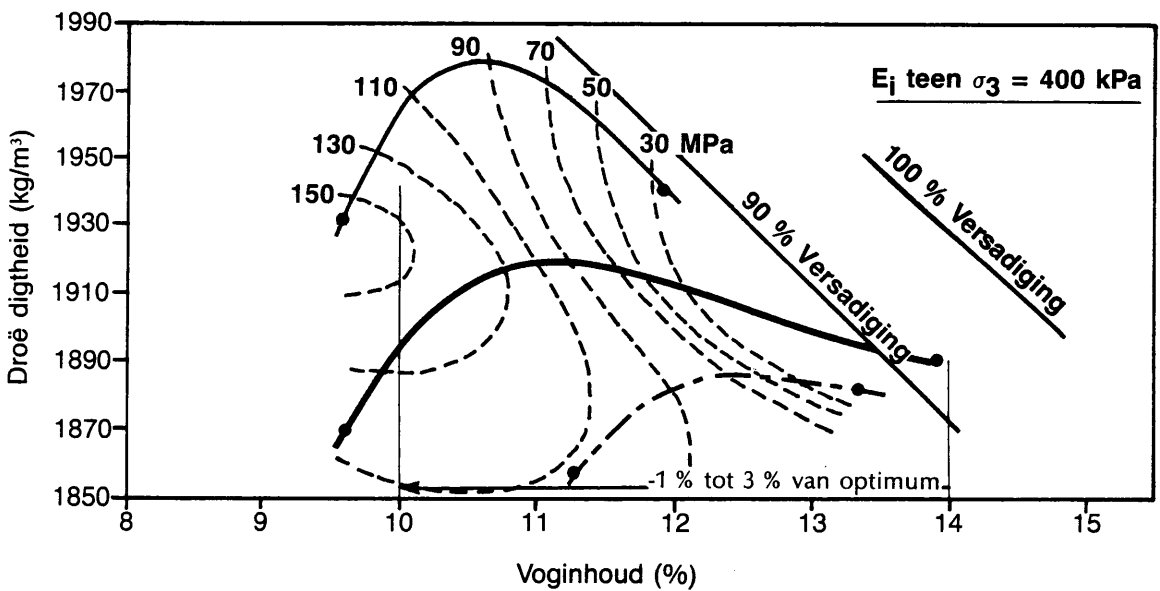
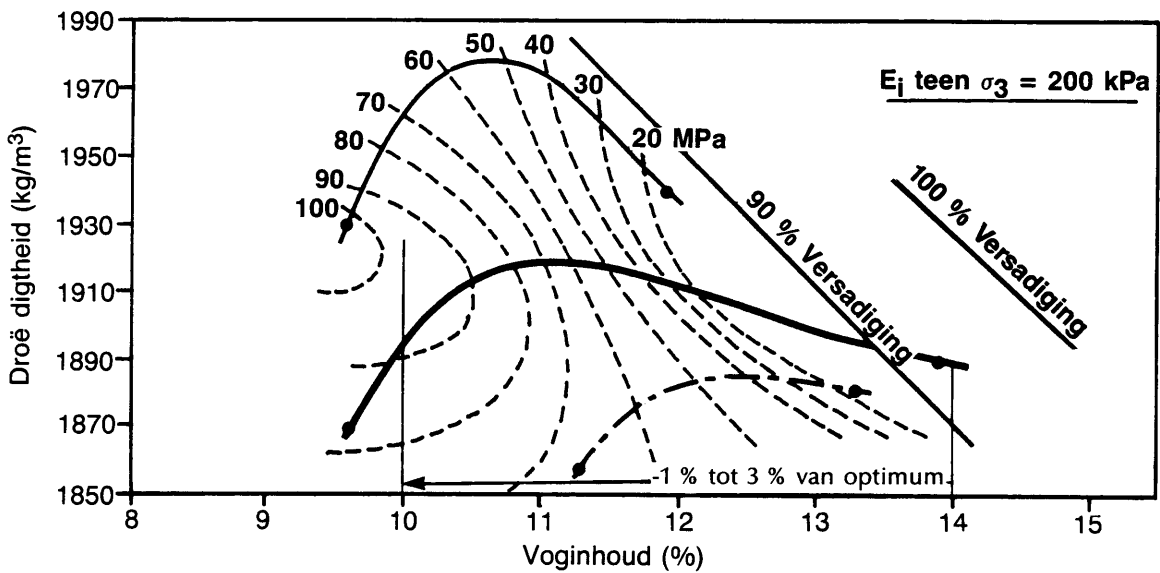
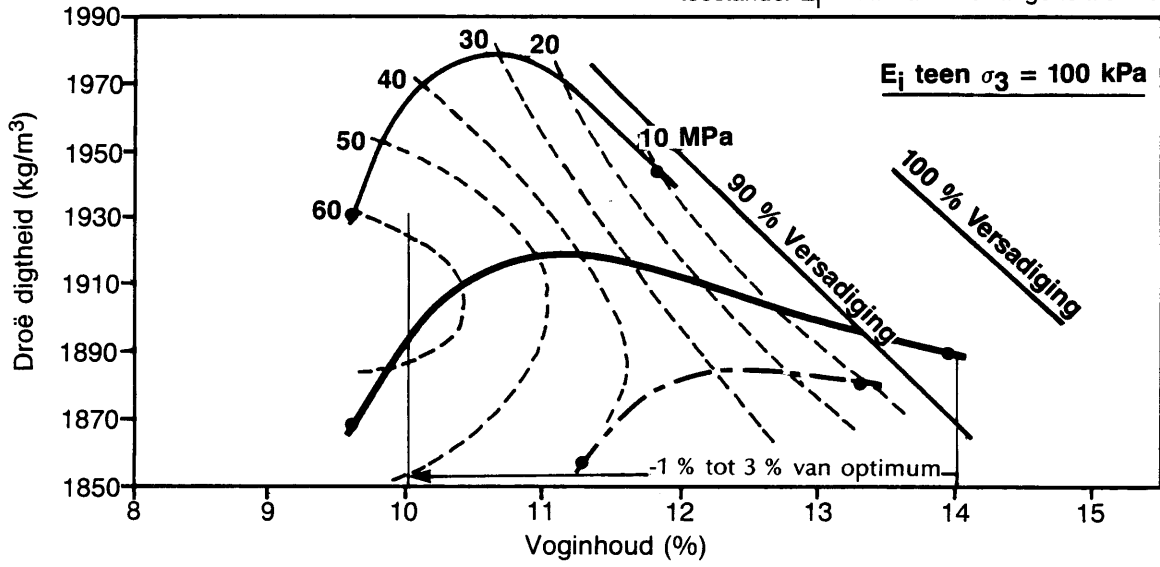


NOTA : Ongekonsolideerde, ongedreineerde toets-toestande. E_i = aanvanklike tangensiale modules



- Grafiek vir: verdigtingstandaard 1
- Grafiek vir: verdigtingstandaard 2
- - - Grafiek vir: verdigtingstandaard 3

NOTA: Ongekonsolideerde ongedreineerde toets-toestande



— Grafiek vir: verdigtingstandaard 1

— Grafiek vir: verdigtingstandaard 2

- - - Grafiek vir: verdigtingstandaard 3

sekondêr. Die aanbevole variasie in voginhoud is dus geskik vir kernmateriaal of sogenaamde ondeurlaatbare materiaal.

- Vir deurlaatbare materiaal is daar ten opsigte van 'n variasie in voginhoud tussen -1 en +2% van optimum, min variasie in die skuifsterktehoek, klein verandering in kohesiewaardes, maar groot verandering in elastisiteitswaardes. Aangesien die belangrikste doel van die buitenste sone van 'n wal die verlening van stabiliteit is, is sterkte dominant en elastisiteit sekondêr. Die aanbevole variasie in voggehalte is dus geskik vir die gebruik in semi-deurlaatbare materiaal.

Bogenoemde bevindinge is van toepassing op 'n spesifieke sensitiewe materiaal. Oor die algemeen is die bevindinge vir Suid-Afrikaanse gronde met voginhoud minder as 3% bo optimum en 1% onder optimum van toepassing. Omsigtigheid moet egter aan die dag gelê word. Vir vuldamme hoër as ongeveer 50m word daar aanbeveel dat spesialisstudies oor die elastisiteit by verskillende drukke en die wisseling van eienskappe soos sterkte-eienskappe van grondmateriale uitgevoer word. Vir damme laer as ongeveer 50 m is hierdie wisseling in eienskappe nog steeds van toepassing, maar is dit nie nodig om die verbande tussen alle eienskappe elke keer te bepaal nie. Deur slegs binne die voorskrifgrense van die toelaatbare wisseling in voggehalte en maksimum droë digtheid te bly, kan genoemde eienskappe binne perke aanvaar word.

5.

PRAKTYKE EN RIGLYNE TEN OPSIGTE VAN DEURSYPELINGSBEHEER

5.1 INLEIDING

Water sypel vanaf die dam deur die wal en fondament van vulwalle. Die boonste vlak van die watermassa wat onder 'n druk hoër as atmosferiese druk deursypel, word die freatische vlak genoem. Die deurbeweging van water mag poriewatersypeling tussen grondgreine, sypeling in breuksones of gekanaliseerde sypeling insluit. Die begrip "hidrouliese gradiënt" verwys na die nie-dimensionele eenheids-verandering in hidrouliese potensiaal tussen twee punte in die vloeimedium.

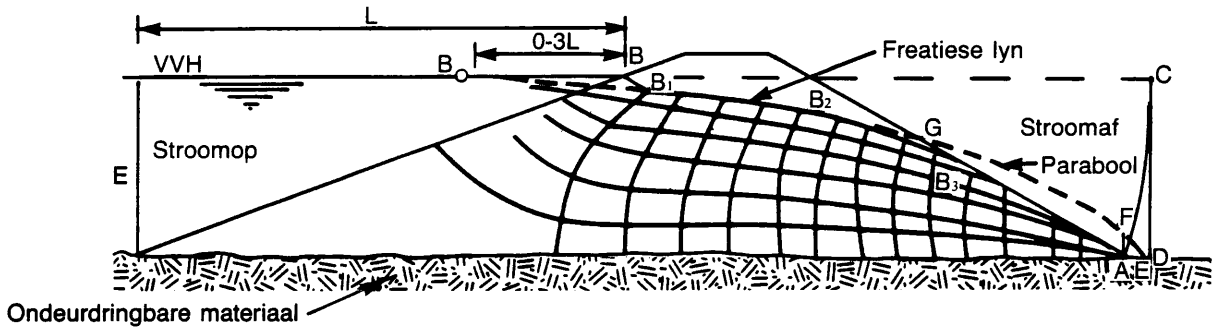
Die deurlaatbaarheid van 'n materiaal kan gedefinieer word as die tempovermoë van waterdeurlating onder druk in laminêre vloeitoestande. In vulwalle waar verdigting in lae plaasvind en die bokant van die laag weens die masjienaksie daarop teen 'n hoër digtheid as die res van die laag geplaas word, is die deurlaatbaarheid in die horisontale rigting hoër as in die vertikale rigting. Tydens konstruksie van lae kon dit gebeur het dat 'n laag weens uitdroging gekraak het voor die volgende laag geplaas is en mag so 'n laag buitengewoon baie lek.

Volgens die Bureau of Reclamation (1987) is die volgende breukmodes ten opsigte van deursypeling van toepassing:

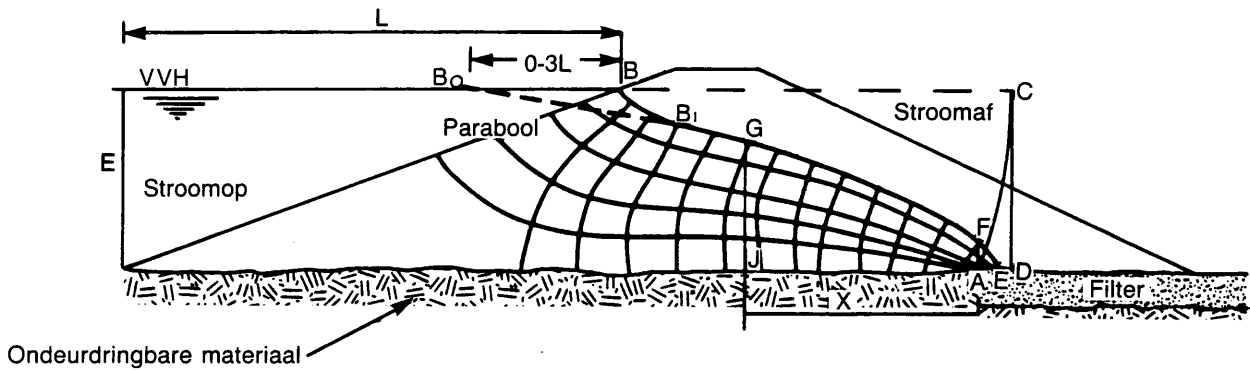
- oormatige uitlaatgradiënte kan veroorsaak dat grondpartikels stroom af van die toon van die wal onder dryftoestande kan swig. By sande kan water en soliedes uitborrel en is die pypopening en neergesette sandpartikels daarrondom gewoonlik goed sigbaar. In die geval van granulêre materiale kan swigting weens 'n verlies aan skuifweerstand plaasvind; en
- pype kan vorm wanneer die vloei van water konsentreer en uitwassing van grondpartikels plaasvind. 'n Erosiekanaal ontwikkel stroom-op soos die grondpartikels deur die deursypelingswater verwyder word. Hierdie verskynsel kan by swak-gekompakteerde grondmateriale plaasvind.

Daar word onderskei tussen primêre deurlaatbaarheid waar deursypeling deur die greine van die (homogene) materiale plaasvind, en sekondêre deurlaatbaarheid waar deursyfering deur skeure of ander klein openinge kan plaasvind. By eersgenoemde kan deursyfering makliker voorspel word, maar by laasgenoemde kan dit veral weens onbekende faktore soos gleufwydtes en -posisies nie maklik voorspel word nie.

(1) Sonder dreinering



(2) Met dreinering



- (3)**
1. Met radius B_0A trek boog AC (C-snyding van boog met verlengde VVH lyn)
 2. Trek CD vertikaal
 3. Verdeel AD in twee gelyke dele om E te kry
 4. Trek AF ewewydig aan CD sodat $AF = AD$ in afstand
 5. Met EF en B_0 bekend kan parabool getrek word.

(4) Nadat verdere vloeielyne ingetrek is, word die volgende bepaal:

$$q = k_e h_i \frac{N_f}{N_d} = \text{lekkasie in m}^3/\text{s per meter van wal}$$

k_e = effektiewe permeabiliteit in m/s

h_i = hoogte verskil in m

N_f = aantal vloeielyne

N_d = aantal drukvalle

(5) Verder is effektiewe permeabiliteit

$$k_e = \sqrt{k_v \cdot k_h}$$

waar k_v = permeabiliteit in vertikale rigting

k_h = permeabiliteit in horisontale rigting

5.2 BEPALING VAN VLOEILYNE EN DEURSYFERING

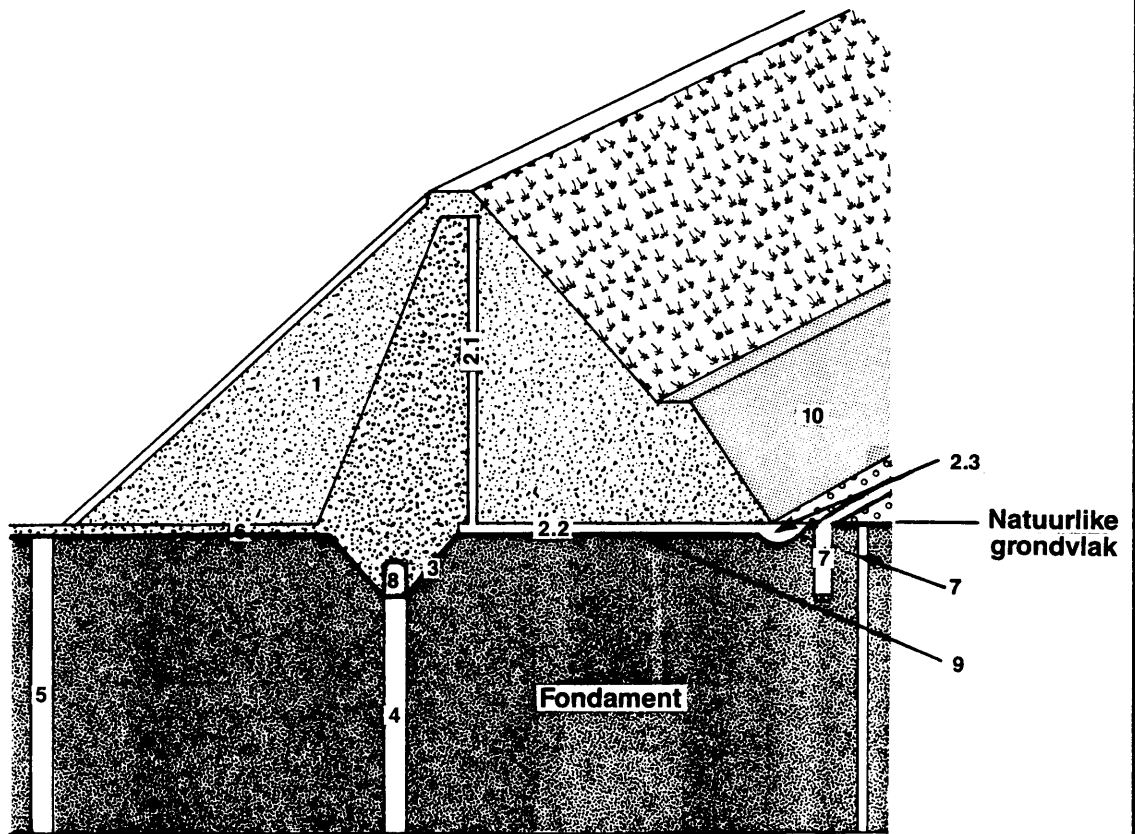
Vir die bepaling van primêre deurlaatbaarheid kan die vloeielyne en deursyferingshoeveelheid bepaal word. Daar bestaan verskeie toetse waarvolgens die deurlaatbaarheid van 'n spesifieke materiaal of in die laboratorium of in-situ bepaal kan word soos in paragraaf 2 beskryf. Indien die deurlaatbaarheid bekend is, kan een van die volgende metodes gevolg word om die werklike deurvloeihoëveelheid te bepaal: (Alle metodes is op die Darcy-wet [$Q = kiA$] gebaseer. Q = deurstroming in kubieke meter per sekonde, k = koëffisiënt van deurlaatbaarheid in m/s, i = nie-dimensionele hidrouliese gradiënt, A = area van deurvloeiing in vierkante meter. Cedergren (1977) kan as verwysing aanbeveel word.

- die grafiese metode waar met sekere aannames en vaardighede van die ontwerper die vloeielynpad gekonstrueer kan word;
- die elektriese-analogie-metode kan gebruik word weens die analogie tussen Ohm se wet en Darcy se wet. In die metode word 'n elektriese model met dieselfde geometriese afmetings as die wal en 'n vloeimediam van elektriese-geleierpapier met elektriese potensiale aan die eindpunte gebruik om die elektriese veld te bepaal;
- die eindigelementtegniek kan ook gebruik word. In Bureau of Reclamation (1987) word melding gemaak van die SEEP2D rekenaarprogram (Tracy, 1973a) wat spannings en vervormings twee-dimensioneel onder versadigde omstandighede in die wal en in die fondament kan simuleer. Die SEEP3D-program (Tracy, 1973b) kan gebruik word om sekere gevalle in drie dimensies te ontleed. Die UNSAT2-program (Davis 1983) word vir gebruik in die volgende gevalle aanbeveel:
 - waar poriedrukvariasies aktueel is; en
 - waar vermindering in voginhoud weens uitdroging of oormatige dreinerings plaasvind.

Die BIE2DCP-program (Bureau of Reclamation, 1984) is 'n twee-dimensionele stasionêre, versadigde vloeioprogram waarin die grenstoestand-element-metode gebruik word en 'n kleiner inset en rekenaarpoging as die eindigelementmetodes tot gevolg het.

Die SAFE II-metode (SAFE, 1987) is 'n eindigelementprogram wat stasionêre en nie-stasionêre vloei deur anisotropiese en nie-homogene deurlaatbare media kan modelleer. Elemente wat grenstoestande naboots, is ingesluit en moet met omsigtigheid gebruik word.

Die basiese beginsels en metode vir die grafiese bepaling van die freetiese lyn en deursyferingshoeveelheid is in figuur 5.1 aangedui. Die onisotropiese aard van grond soos in lae geplaas, moet in ag geneem word. Weens die lae vertikale deurlaatbaarheid van die kontakvlak wat gevorm is deur die verdigmasjien, met ander woorde die boonste oppervlak van die laag, is die deurlaatbaarheid in die horisontale rigting meer as in die vertikale rigting. Dit is redelik om onder normale grondplasingomstandighede die horisontale tot vertikale deurlaatbaarheid 9:1



Deursypelingsbeheermaatreëls:

1. Sonering
- 2.1 Skoorsteendreineringsone
- 2.2 Kombersdreineringslaag
- 2.3 Toondreineringsvoor
3. Kernverlengingsafsnymuur
4. Bryvulgordyn
5. Modderslootafsnymuur
6. Stroom-opkombers
7. Dreineringslote en drukverligtinggate
8. Galery
9. Grondwal-fundament behandeling
10. Stroom-af berms

respektiewelik te aanvaar. (Bureau of Reclamation, 1985) Dit mag nodig wees om die snit te transformeer om reg hieraan te laat geskied.

5.3 DEFENSIEWE ONTWERP

Die basiese uitgangspunt in deursypelingsbeheer is om veelvuldige veiligheidsmaatreëls te voorsien en maksimale waterhouvermoë van die dam te bewerkstellig. (Bureau of Reclamation, 1987) Veelvuldige defensiewe maatreëls is nodig aangesien daar 'n reeks onbekende faktore by die ontwerp bestaan wat, indien nie reg hanteer is nie, gedurende die leeftyd van die dam onveilige- of lekkasieprobleme kan veroorsaak. Die onbekende faktore kan soos volg opgesom word:

- geologiese onbekendhede en databeperktheid;
- verswakking weens veroudering van een of meer deursypelingsbeheermaatreëls of materiale;
- verandering in die bedryfmetode van die dam; en
- swak gehaltebeheer tydens konstruksie byvoorbeeld onvoldoende verdigting.

Die defensiewe maatreëls word nou bespreek en is in figuur 5.2 aangedui:

5.3.1 Sonering

In paragraaf 1.4 is die metode van sonering van 'n vuldam en die gebruik van verskillende materiale in die sones verduidelik. 'n Relatiewe waterdigte sone (die kern) bestaande uit ondeurlaatbare grond, beskerm deur filtermateriale, gedreineerde sones en moontlik stabiliteitsones aan die buitekant, word gewoonlik ingesluit. Waar grondmateriaal met verskillende graderingseienskappe langs mekaar gebruik word, moet die eienskappe van die verskillende sones aan filterkriteria voldoen.

5.3.2 Dreinerings- en/of filtreringstelsels

(i) Inleiding

In die wal self kan dreinerings volgens verskeie metodes geskied, maar die sinvolle aanwending daarvan is 'n vereiste. Die begrippe filtrering en dreinerings loop hand aan hand in deursypelingsbeheer. Filtrering het te doen met die deurlating van water en die maksimale terughouding van walmateriale deur die filtermateriale terwyl dreinerings maksimale wegleiding van oormatige water as prioriteit het.

(ii) Dreineringsstelsels

Die volgende soorte dreineringsstelsels het liggings en toepassings soos in figure 5.2, 1.1 en 1.2 getoon:

(a) Skoorsteendreineringsone

Die skoorsteendreineringsone is 'n vertikale of byna vertikale dreineringsstelsel ongeveer in die middel van die wal en dien om deursypelingswater op te vang voordat dit die stroom-afsonde bereik. Sodoende is die stroom-afsonde droog, ontstaan geen poriedrukke is die sterkte hoër, en kan die stroom-afhelling steiler gemaak word. Verder het dit ten doel om pypvorming wat om een of ander rede soos swak verdigting of die teenwoordigheid van dispersiewe materiale veroorsaak word, te verhoed. Die wateruitlaatkapasiteit daarvan moet voldoende wees, en moet daar aan die filtermateriaalkriteria voldoen word. Deur die skoorsteendreineringsone so hoog as moontlik in die wal op te bou, word in die geval van dispersiewe gronde moontlike pypvorming vanaf die kruin van die wal na die sykkante teëgewerk. (Druyts, 1985)

'n Verdere voordeel van 'n skoorsteendreineringsone is dat die materiaal daarin "ineen kan stort" indien die suile grond aan weerskante daarvan differensieel vassak met effektiewe behoud van die wal.

(b) Versameldreineringslaag

Die versameldreineringslaag versamel water aan die onderkant van die skoorsteendreineringsone gewoonlik op fondamentvlak. Die kapasiteit daarvan moet voldoende wees om alle water weg te lei (om oormatige drukke te verhoed), en word daar afsnyplekke daarin op gelyke intervale geplaas op dieselfde intervale as die strookdreineringspype wat dan die water na buite lei.

(c) Strookdreineringspype

Die strookdreineringspype (vingerdreineringspype) vang deursypelingswater op gerieflike plekke in die versameldreineringslaag op en vervoer dit vanaf die versameldreineringslaag na die toondreineringslaag. Hierdeur word dit verhoed dat alle deursypelingswater met die versameldreineringslaag na die laagste gedeeltes (riviergedeelte) vervoer word. Beperkte hoeveelhede lekwater deur die fondament kan ook in strookdreineringspype opgevang word. Indien die fondament deurlaatbaar is, is hierdie metode nie sinvol nie aangesien water dan in die fondament afgevoer word.

(d) Kombersdreineringslaag

Die kombersdreineringsstelsel strek horisontaal oor die fondamentoppervlak van die stroom-afgebied van die wal en is verbind met die skoorsteendreineringsone en/of versameldreineringslaag indien dit voorsien is. Syferwater deur die fondament kan deur 'n kombersdreineringslaag op 'n beheerde wyse opgevang en weggelei word, terwyl water wat deur die wal syfer ook opgevang kan word

indien 'n skoorsteendreineringsone nie voorsien is nie. Die kapasiteit van die kombersdreineringslaag moet noukeurig bepaal word, maar gewoonlik bepaal konstruksiebeperinge die dikte. Die kombersdreineringslaag in die laagliggende dele in die wal se kapasiteit word egter soms oorskry en is dit raadsaam om kompartemente van ongeveer 30 m breedte met kleikeerwalle daarin te bou sodat water wat teen die helling aan die oewers versamel effektief na buite gelei kan word. Hierdie uitleg kom dus op strookdreineringspype binne 'n kombersdreineringslaag neer.

(e) *Toondreineringslae*

Die toondreineringslae vang water vanaf die strookdreineringspype en/of kombersdreineringslaag op en lei dit na die laagste punt (in die rivier). Stormwater vanaf die stroom-afhelling van die dam en nabygeleë gebiede moet apart van dreineringswater gekanaliseer word sodat lekwater in dreineringsstelsels gemoniteer kan word.

Dreineringsstelsels moet so uitgelê word dat die wal in kompartemente gemoniteer kan word. Dit is dus raadsaam om mangate in toondreineringslae regoor strookdreineringspype soos hierbo beskryf op so 'n wyse te voorsien dat meting kan geskied. Indien lekkasiewatertempo dus drasties toeneem, kan dit per kompartement van die wal beskryf word.

'n Rotsvultoon is 'n ander soort toondreineringsone wat gebou kan word. Volgens empiriese toetse (Bureau of Reclamation, pp 109, 1973) kan die freatiese vlak nie hoër as $h/3$ wees waar h die ooreenstemmende volwaterhoogte in die dam is nie, aangesien dit die maksimum empiries bepaalde syfer vir die geval waar die fondament uit ondeurlaatbare rotsmateriaal betaan, was. Indien die fondamentmateriaal deurlaatbaar is, sal die freatiese vlak op 'n laer punt "dagsoom", terwyl die voorsiening van 'n dreineringsstelsel ook die freatiese vlak na onder sal neig. Weens die moontlikheid dat die fondament ondeurlaatbaar kan wees, moet die toondreineringsone tot 'n hoogte $h/3$ gebou word. Die toondreineringsontwerp moet ook aan filtermateriaalkriteria voldoen.

(f) *Praktiese aspekte*

Die voorsiening van dreineringsstelsels kan besparings in vulhoeveelhede teweeg bring. Water wat versadigde toestande in grond met gevolglike swakker sterkte veroorsaak, kan byvoorbeeld uit die stroom-afsone van 'n wal gehou word deur die voorsiening van 'n skoorsteendreineringsone. Die stroom-afhelling kan dus in hierdie geval steiler gemaak word vir dieselfde grond.

Lekkasie deur gevormde krake in 'n wal kan 'n laer digtheid en hoër deurlaatbaarheid van die grondmassa veroorsaak. Verder kan differensiële vassakkingsones hoër deurlaatbaarheidsones veroorsaak — al hierdie faktore plaas 'n groter las op die filter se dravermoë. Weens die moontlikheid van swak verdigting, kan water boon-op deur die wal in horisontale lae na buite beweeg. Die veiligste metode is om altyd 'n skoorsteendreineringsone te voorsien. Sherard (1984) toon aan dat filterstelsels op grond van laboratoriumtoetse en

bewyse in die praktyk effektief gekonsentreerde lekke kan heel. Weens die feit dat water deur die fondament kan syfer en die stroom-afkant van die wal kan benat, is dit veilig om 'n kombersdreineringslaag in te sluit. In die geval van klein damme is dit nie altyd moontlik om hierdie duur dreineringsstelsels te voorsien nie en word daar soms 'n rotsvultoondreineringsstelsel soos hierbo beskryf, gebruik. Wanneer dispersiewe kleie in die wal gebruik word, is dit nie raadsaam om hier te verslap nie, want 'n reggegradeerde filterstelsel om fyn pypvloeiende partikeltjies op te vang, is dan 'n vereiste. Indien daar moontlikhede van differensiële vassakking in die fondament, tussen sones in die wal of by die toeval van krake bestaan, is die plasing van 'n filterstelsel insluitend 'n skoorsteendreineringsone wenslik.

'n Verdere veiligheidsmaatreël is om 'n filterstelsel rondom 'n onderuitlaat aan die stroom-afkant te voorsien. Swak verdigting vind gewoonlik langs so 'n onderuitlaat plaas en kan 'n filterstelsel verhoed dat grondmateriaal tydens pypvormingtoestande uitgespoel word.

In paragraaf 4.2 is getoon hoe die deurvloeiepad van en -hoeveelheid water deur 'n grondwal bepaal kan word. Hierdie water moet in een van bogenoemde soorte dreineringsstelsels opgevang word. Die grootte van die filterstelsel moet dus voldoende wees om die deursyferingshoeveelheid (Q) weg te voer.

Vir die bepaling van die dikte kan Darcy se wet, $Q = kiA$, gebruik word om die area (A) in vierkante meter te bepaal, wanneer die hidrouliese gradiënt (i), en die deurlaatbaarheid in meter per sekonde bekend is. Die hidrouliese gradiënt is per definisie die verhouding van die drukverskil oor die dreineringsstelsel en die lengte daarvan. Die k -waarde van die verskillende materiale kan uit figuur 2.10 bepaal word.

Die volgende praktiese oorwegings moet egter nie uit die oog verloor word nie:

- konstruksiebeperkinge soos die beperking van masjinerie om filtermateriale in dun lae te plaas, het tot gevolg dat filterlaagdiktes nooit dunner as 250 mm kan wees nie – verkieslik dikker;
- in die geval van rotsvulwalle waar die ondeurlaatbare sone relatief tot gronddamme dun is, moet die minimum dikte van filterstelsellae 600 mm en die totale oorgangsones 'n minimum dikte van 2,5 m hê. Stroom-op filterstelsels moet die vermoë hê om in krake wat tydens versadigde toestande ontwikkel te migreer en om die rede behoort stroom-af filterstelsels ook dikker gemaak te word. Daar vind ook segregasie tydens konstruksie van filterlae plaas – 'n verdere rede vir die plasing van dik filterlae;
- die koste van filtermateriale is hoog en mag veral in die geval van klein damme die damskema onekonomies maak. Ervaring het egter getoon dat daar nie by die ontwerp van filters besnoei moet word nie aangesien dit onveilige en langdurige probleme tot gevolg het; en
- filtermateriale kan met tyd opbreek, die filterlae kan verstop en sand in filters kan moontlik vas "sementeer". Onbekendhede in die bepaling

van die deursypelhoeveelheid en die afname van die deurlaatbaarheid van 'n filterstelsel namate fyn materiaal uit die filterbasismateriaal in die filterruimtes spoel, moet in ag geneem word. 'n Hoë veiligheidsfaktor (in die orde van 30 tot 500) ten opsigte van die verhouding deursypelhoeveelheid en wegleivermoë van die filterstelsels is aanbevelenswaardig – veral as alle praktiese aspekte soos in hierdie paragraaf genoem, in ag geneem word. 'n Wal is so veilig as wat sy filters veilig is. (Elges, 1985)

(iii) Filtermateriaalkriteria

Weens die tweeledige funksie van filter- en dreineringsstelsels naamlik maksimale terughouding van die basismateriaal en maksimale deurlating van water, is boonste en onderste limiete vir die greingroottes vasgestel. (Wates, 1986) Empiriese kriteria vir die ontwerp van filterstelsels het sedert 1922 ontwikkel toe Terzaghi pypvormingskriteria saamgestel het. (Wates, 1986) Elges (1986) toon ook die kriteria ten opsigte van natuurlike filtermateriale aan.

(a) Pypvorming

Tans is die kriteria vir die voorkoming van uitwassing tot swigting van die basismateriaal deur 'n filtermateriaal soos in tabel 8 aangedui:

Die volgende is van toepassing op tabel 8:

- * Hierdie kriteria het te doen met die posisionering van die korrelgrootteverspreidinggrafieke parallel tot mekaar.
- Volgens Sherard het die partikelgrootteverspreiding van die filter nie noodwendig parallel tot mekaar te wees nie en is sy bogenoemde kriteria ook van toepassing op dispersiewe gronde.

TABEL 8
KRITERIA TEN OPSIGTE VAN PYPVORMING
**1. Tradisionele
kriteria:**

D 15 filter/D85 basis = 5 of minder

D50 filter/D50 basis < 25 *

**2. Nuwe kriteria
volgens Sherard
(Sherard, 1984a en b)**

 Sanderige sliak en klei
(D₈₅ van 0,1 tot 0,5).

 D₁₅/D₈₅ < 5

 Fyn klei (D₈₅ van 0,3
tot 0,1)

 D₁₅ < 0,5

 Fyn sliakke met lae
kohesie en plastisiteit,
VG < 30 (D₈₅ van
0,03 tot 0,1)

 D₁₅ < 0,3

 Fyn grond
(D₈₅ < 0,02)

 D₁₅ < 0,2

(b) *Deurlatingkriteria*

Ten opsigte van die voorsiening vir deurlating is die volgende van belang:

TABEL 9

KRITERIA TEN OPSIGTE VAN DEURLAATBAARHEID

1. $5 > D_{15} \text{ filter} / D_{15} \text{ basis} > 40$
2. minder as 5% moet fyner wees as die 0.075 sif. (Sien nota 1)

Nota 1: Die uniformiteitskriteria soos in tabel 10 getoon, het 'n invloed op die laer en hoër limiete soos in 1 hierbo getoon.

Nota 2: 'n Studie het getoon dat die deurlaatbaarheid van 'n filtersand drasties (in veelvoude van 100) afneem vir die persentasie van fyn fraksie meer as 5% (met ander woorde fyner as 75 mikron-grootte) en is dit sinvol om aan hierdie kriteria te voldoen of verdere ondersoeke in te stel. Indien hierdie sande as filtermateriale gebruik word, moet die gradering van die gewaste monster, waar die fyn-fraksie verwyder is, gebruik word vir die toetsing ten opsigte van pypvormingstabilditeit. (Cedergren, 1977)

(c) *Uniformiteitskriteria*

Die uniformiteit van die partikels het 'n invloed op die twee limiete soos in vergelyking 1 in bogenoemde tabel aangedui en moet soos volg in ag geneem word:

TABEL 10		
UNIFORMITEITSKRITERIA		
BESONDERHEDE	LAER LIMIET	HOËR LIMIET
Uniform: $D_{60}/D_{10} =$ 3 tot 4	5	40
Nie-uniform: afgeronde greine	12	40
Nie-uniform: skerphoekige greine	6	18

(d) *Kriteria ten opsigte van gate en gleuwe*

Soms word pype in filterstelsels gebruik vir die verhoging van die deurlaatbaarheid daarvan. Die kriteria vir geute, gleuwe en gate is soos volg:

TABEL 11		
KRITERIA VIR GATE, GLEUWE EN OPENINGE		
Vir sirkulêre openinge:	D ₈₅ filter/gat diameter	< 1.0
Vir gleuwe:	D ₈₅ filter/gleufwydte	< 1.2
Vir openinge tussen pype:	D ₈₅ filter/maksimum opening in pype	< 2.0

Tans is dit praktyk om ten spyte van hierdie kriteria ook 'n sintetiese stof soos bidim te gebruik om die pype of gleuwe toe te draai.

(e) *Kriteria ten opsigte van inherente stabiliteit van 'n filterlaag. (Scheurenberg, 1986)*

Sherard het in 1979 die kwessie van die inherente stabiliteit van 'n filterlaag in oënskou geneem en kriteria ten opsigte van 'n onstabiliteitsverhouding (OV), gedefinieer as $D_{15}(\text{grof})/D_{85}(\text{fyn})$, gepostuleer. Volgens hom moet die OV ten opsigte van 5% intervalle op die partikelgroottekurwe altyd kleiner as 5 wees.

Ten opsigte van die uniformiteitskoëffisiënt ($C_u = D_{60}/D_{10}$) en inherente stabiliteit gee Sherard in 1984 die riglyne soos in TABEL 12 aangetoon:

TABEL 12	
KRITERIA TEN OPSIGTE VAN INHERENTE STABILITEIT VAN 'N FILTERLAAG	
Cu-WAARDE	RIGLYN
$C_u < 10$	Interne onstabiliteit is moontlik.
$10 < C_u < 20$	Interne onstabiliteit is slegs moontlik in gronde met graderingskurwes met skerp veranderings in rigting.
$20 < C_u < 75$	Die grond sal stabiel wees met die voorwaarde dat die graderingskurwe sonder skerp verandering in rigting of betekenisvolle plat lengtes is.

(f) *Kriteria vir kohesiegronde*

Dit word algemeen aanvaar dat nie-dispersiewe kleie stabiel is in sommige gevalle waar bogenoemde kriteria nie bevredig word nie. Die mate waartoe die kriteria verslap kan word, is egter nog nie bepaal nie. Die mees aanvaarbare kriteria is die soos deur die "Corps of Engineers" (1955) beskryf en is soos volg:

"The above criteria will be used when protecting all soils except for medium to highly plastic clays without sand or silt partings, which by the above (basic) criteria may be required multi-stage filters. For these clay soils, the D₁₅ size of the filters may be as great as 0,4mm and the above D₅₀ (supplementary) criteria will be disregarded. (This refers to the D₅₀ (filter)/D₅₀(base) < 25 rule). This relaxation in criteria for protecting medium to highly plastic clays will allow the use of one-stage filter material; however the filter must be well graded, and to ensure non-segregation of the filter, a coefficient of uniformity (ratio of D₆₀ to D₁₀) of not greater than 20 will be required." (Wates, 1986)

Hierdie kriterium moet egter met omsigtigheid gebruik word, aangesien dit nie bekend is wanneer 'n grond dispersief is, of dispersief gaan word nie.

(g) *Kriteria ten opsigte van dispersiewe kleie*

Die eerste kriterium is dat die filtermateriale wat in die filterstelsel gebruik word die fyn partikels van die kleimateriaal moet terughou, nie dispersief moet wees nie. Die volgende kriteria moet nagevolg word:

TABEL 13

KRITERIA TEN OPSIGTE VAN DISPERSIEWE KLEIE

Volg kriteria soos in tabel 8 en paragraaf 4.2.3 aangedui

(h) *Kriteria ten opsigte van organiese materiaal*

Indien filtermateriale soos riviersand 'n organiese inhoud van minder as 2% het, is dit geskik vir die gebruik in filterstelsels. (Beplanning, 1982)

(i) *Kriteria vir sintetiese materiale in filterstelsels.* (Davies, 1986; Wates, 1986; Cleaver, 1986, Legge, 1986)

Sintetiese materiale in die vorm van 'n aaneenlopende vesel, aaneengeweeft, naaldgeponsd poliëster kunswaefsel genaamd Bidim is sedert 1972 in Suid-Afrika beskikbaar. (Davies, 1986)

Sintetiese filtermateriale verskil van natuurlike filtermateriale in die volgende opsigte:

- dit bestaan nie uit greine nie, maar uit vervaardigde vesels met ruimtes tussenin;
- dit besit die eienskap van treksterkte wat natuurlike filtermateriale nie het nie, maar het nie die eienskap van selfherstelling of ineenstorting in 'n wal wanneer differensiële vassakking of kinking daardeur plaasvind nie;
- weens die feit dat dit in 'n fabriek vervaardig word, is die eienskappe daarvan meer konstant en bekend as in die geval van natuurlike filters;
- die eienskappe en veral die deurlaatbaarheid daarvan neem af met 'n toename in trekspanning. Daarbenewens kan dit breek by kritieke spannings; en
- daar is 'n moontlikheid van verstopping vanweë die uitwassing van fyn materiaal in die nabygeleë basismateriaal wat in die porie-opeing van die sintetiese filtermateriaal binnedring. Gewoonlik lei dit tot gedeeltelike verstopping en algehele verstopping kom nie dikwels voor nie.

Anders as met natuurlike filterstelsels, word die porie-opeing as die kriterium gebruik waarvolgens filtermateriaalkriteria voorgeskryf word.

Die kriteria is ook in terme van pypvormingskriteria en deurlaatbaarheidkriteria voorgeskryf. Dit is egter byna onmoontlik om dit vas te lê, want daar bestaan baie verskillende kriteria, veral ten opsigte van pypvormingskriteria, wat met mekaar verskil en verder is die bepaling van die porie-grootteverspreiding van sintetiese materiale nie gestandaardiseer nie. Wates (Wates, 1986) beveel aan dat die kriteria of metodes vir porie-groottebepalings te wyd is om voorstelle vir spesifieke gebruikskriteria daar te stel. Hy beveel aan dat:

- die ware grootteverspreiding slegs verkry kan word vanaf eksperimentele data met behulp van waarskynlikheidsmanupilasie soos deur simulatie tegnieke vasgestel; en
- sintetiese materiale vir 'n spesifieke toepassing gekies kan word op grond van direkte vergelyking van sy verspreiding van porieë met die van 'n aanvaarbare natuurlike filtermateriaal.

Daar bestaan egter nog baie onsekerheid oor die korrekte kriteria en ontbreek dit aan eenduidige kriteria wat die toets van die tyd deurstaan het. Hierdie aspek verdien verdere aandag.

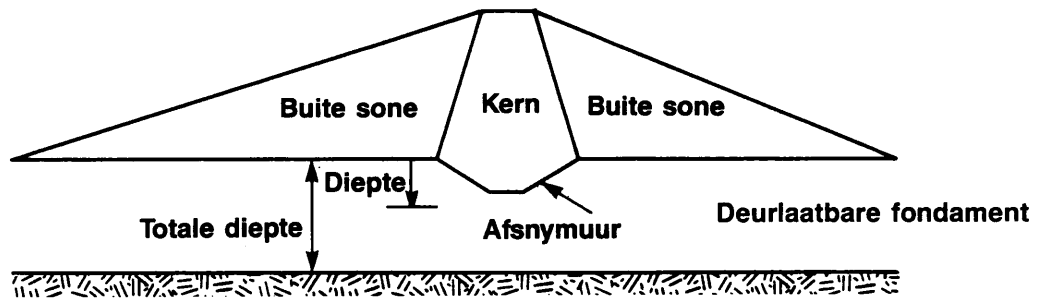
Dit word allerweë aanvaar dat sintetiese materiale wel 'n toepassing het, maar by damme moet die volgende in ag geneem word:

- spannings in walle weens differensiële vassakking of ander redes kan onwenslike spannings in die materiaal veroorsaak en die deurlaatbaarheid van die materiaal beïnvloed. Daarom moet dit slegs gebruik word waar deurlaatbaarheid nie 'n prioriteit is nie, byvoorbeeld aan die stroom-afkant van die skoorsteendreineringsone waar die deursypelingswater uit die stroom-afsonne van 'n wal gehou moet word. In teenstelling daarmee sal die kombesdreineringslaag of groot toondreineringsvoor lief nie van sintetiese materiale voorsien moet word nie;
- die toeganklikheid na sintetiese materiale vir herstelwerk nadat dit probleme begin gee het. Ontoeganklike filters soos in skoorsteendreineringsones behoort nie sintetiese materiale te kry nie en indien wel behoort dit saam met 'n natuurlike filtermateriaal (maar miskien dunner) gebruik te word. Dit kan egter verstop; en
- konstruksieprobleme. Sintetiese materiale is geneig om te breek of te skeur wanneer verkeer daaroor beweeg. Wanneer 'n gat ontwikkel het, beteken dit dat daar 'n swak plek is waar water en grond vrylik kan deurvloei, wat van die nougesette voldoening aan filterkriteria 'n klug maak. Ultra-violetstrale van die son kan ook sintetiese materiale verswak indien dit in die son lê voor die plasing daarvan en dit moet verhoed word.

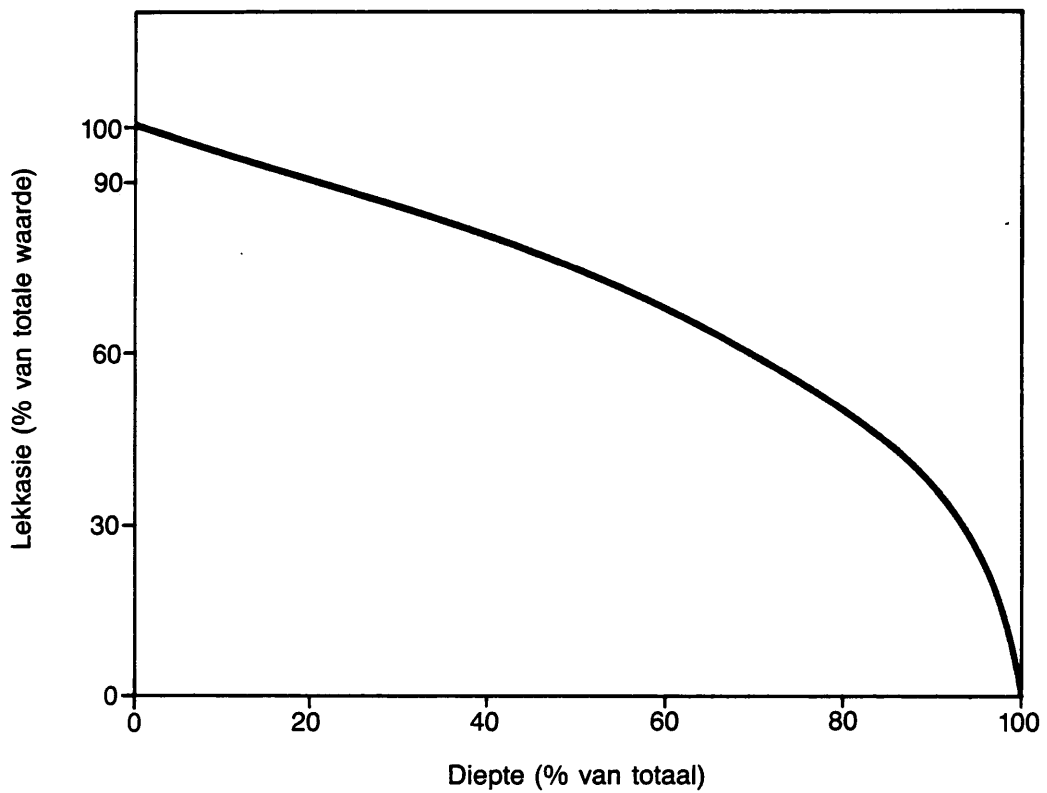
5.3.3 Kernverlengingafsnymuur

Die kernverlengingafsnymuur is 'n verlenging van die kern na die fondament van die wal deur relatief deurlaatbare sones. Aangesien daar onbekendhede in die boonste lae van die fondament weens verwering, ongekontroleerde neersetting van vervoerde materiale in die natuur of ander redes heers, is die uitgrawe van 'n sloot en die terugvul daarvan met bekende en gekontroleerde materiaal nie net ten opsigte van die vermindering van deurlaatbaarheid aanbevelenswaardig nie, maar ook nadat dit effektief beskerm is, 'n veilige maatreeël teen pypvorming.

In beginsel kan 'n afsnymuur by daardie diepte gestaak word waar die deurlaatbaarheid van die onderliggende materiaal dieselfde of beter waardes as die materiaal in die afsnymuur het. Indien 'n ondeurlaatbare sone soos bestaande uit onverweerde, ongenate rots onder in die fondament aanwesig is, is dit meer effektief om die afsnymuur tot op die ondeurlaatbare sone te bou. Studies (Bureau of Reclamation 1973, en Bureau of Reclamation 1987) het getoon dat indien die afsnymuur vir 80% van die diepte tot op die ondeurlaatbare sone gemaak is, die deurvloeihoeveelheid met slegs 50% beperk word. Indien die diepte 50% is, is die deurvloeihoeveelheidpersentasie 75%. Die volle verband is in figuur 5.3 getoon. Aangesien die grootte van die afsnymuur veral in die geval van kleiner walle 'n groot invloed op die ekonomie het, behoort verdere studies rakende die deurlaatbaarheid in sulke gevalle gedoen te word en



Snit deur vulwal



drukverligtingsgeriewe of ander meganismes in die plek van die afsnymuur gebruik te word.

In die geval van grondwalle word die afsnymuur in die meeste gevalle onder die kruin van die dam geplaas. Op daardie posisie is dit die beste teen uitdroging beskerm. Enige swelling of inkrimping by versadiging word hier geminimiseer deur die druk van die boliggende grond. Die afsnymuur mag wel na stroom op geplaas word met die voorbehoud dat dit wel binne die middelderde van die wal lê en met die kernsone in die dam verbind is. Die plasing daarvan aan die stroom-afkant van die middellyn van die wal, moet egter voorkom word, aangesien dit die freatiese vlak, gevorm deur deursypelingswater, na bo kan laat neig wat ongewenste onstabieleit of lekkasie in die stroom-afsone kan bewerkstellig.

Die hellings van die afsnysloot moet stabiel wees tydens konstruksie en 'n helling van 1:1 in grond word aanbeveel tensy detailstudies uitgevoer is. Die wydte van die basis daarvan word gewoonlik deur die benodigde wydte van konstruksiemasjinerie bepaal en is gewoonlik 3 m breed.

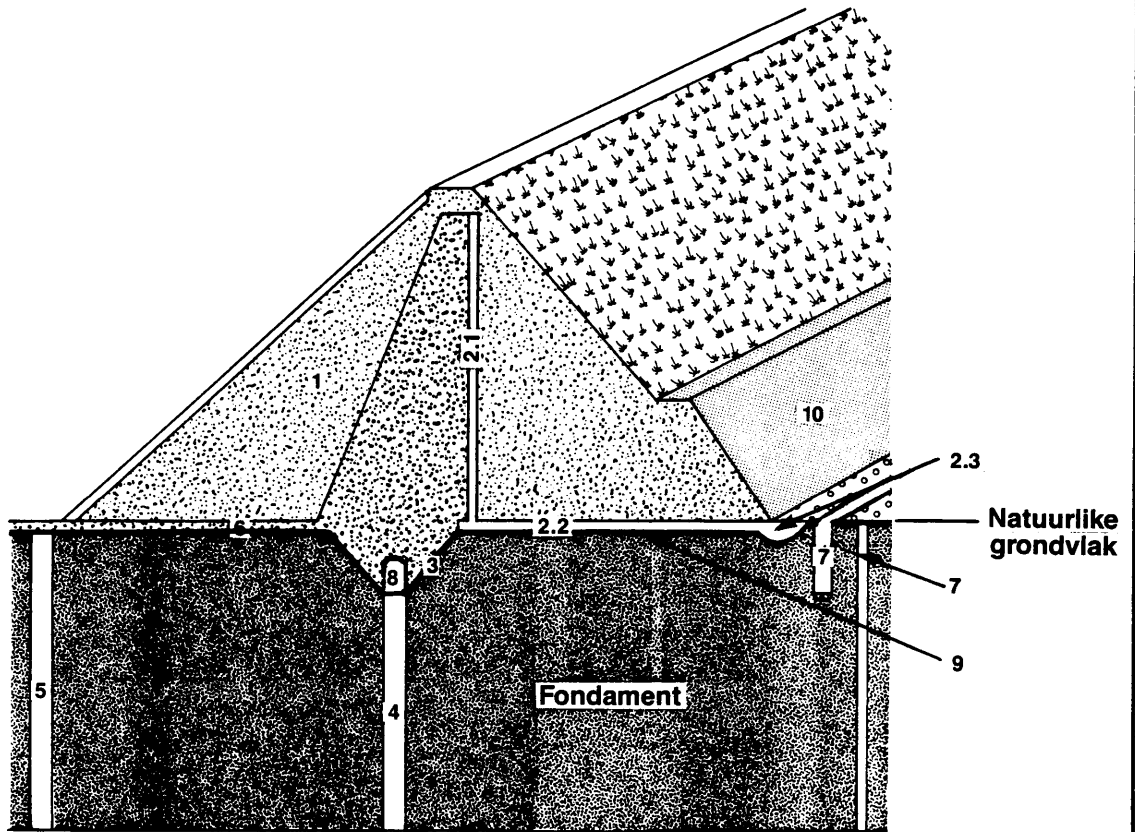
Dit was tot in die sewentigerjare die praktyk om betonafsnymure in die afsnysloot te voorsien voordat die sloot met grond gevul is, maar tans word 'n hoër premie op die goeie kompaktering van geplaasde materiaal en die voorbereiding van die kontakvlak tussen fondament en boegeplaasde materiaal geplaas. (Sherard, 1984) Die kernverlengingafsnymuur moet teen pypvorming beskerm word. Vir meer besonderhede kan paragraaf 5.3.8 geraadpleeg word.

5.3.4 Bryulgordyne

Fondamentmateriale onder 'n afsnymuur of kern wat uit grond bestaan, mag deurlaatbaar wees. Hierdie sone moet tydens die ondersoekstadium aan deeglike ingenieursgeologiese ondersoeke onderwerp word. Indien nodig kan bryvulling in oop ruimtes met lug en water gevul, gespuit word om dit te verplaas om op hierdie manier 'n digte massa te vorm. Hierdie metode word gedoen deur gate tot dieptes ongeveer die hoogte van die water in die dam bo die fondament te boor en stelselmatig teen druk met 'n vullingsmateriaal toe te spuit. Een ry gate, tot so naby as 1.25 m uitmekaar, word gewoonlik geboor in welke geval van 'n enkelgordyn gepraat word. Meer as een ry word ook in die geval van groot damme voorsien en word die gate so gespaseer dat maksimale afdigting bewerkstellig kan word.

Een van die volgende materiale kan as bryvulling gebruik word:

- 'n sement/watermengsel waar meer water toegevoeg is as wat vir die hidrasieproses benodig word sodat indringing verkry kan word. Aanvanklik word die mengsel dun (sement:water-verhouding 1:10) gemaak en daarna verdik tot 'n 1:1-verhouding. Hierdie metode is die effektiwste by rotsmateriale en growwe gruismateriale;
- kleibry, gewoonlik bentoniet, kan in spesiale gevalle, moontlik in die geval van alluviale materiale, gebruik word; en



Deursypelingsbeheermaatreëls:

1. Sonering
- 2.1 Skoorsteendreineringsone
- 2.2 Kombersdreineringslaag
- 2.3 Toondreineringsvoor
3. Kernverlengingsafsnymuur
4. Bryvulgordyn
5. Modderslootafsnymuur
6. Stroom-opkombers
7. Dreineringslote en drukverligtinggate
8. Galery
9. Grondwal-fondament behandeling
10. Stroom-af berms

fondament moet egter tydens bryvul opgelig word nie, want dan is die moontlikheid vir onvoldoende terugvul daar groot.

Dit is raadsaam om bryvulresultate te dokumenteer sodat die gedrag van die fondament tydens die lewe van die dam beter verklaar kan word. Die effektiwiteit van die afdigtingspoging kan sodoende ook bewys word.

5.3.5 Modderslootafsnymuur

'n Modderslootafsnymuur is ook 'n metode waarvolgens die kernsone van die wal in 'n deurlaatbare fondament verleng kan word. In die geval word die "muur" deur middel van 'n sekere soort klei soos bentoniet gevul met die verskil dat die uitgraving van 'n dun sloot en terugvulling daarvan tegelykertyd plaasvind. Soos die sloot gegrawe word, word die kleibry toegevoeg. Die kleibry moet 'n hoë digtheid hê en die aard van die suspensie en die mengsel moet sodanig wees (tikotropies wees) dat dit die wande van die sloot staande kan hou. Verder moet die materiaal uitsit wanneer dit benat word sodat dit altyd waterdig kan wees. Die kleibry kan nadat die sloot tot op 'n gewenste vlak gegrawe is, met 'n star membraan soos beton gevul word. (Xanthakos, 1979)

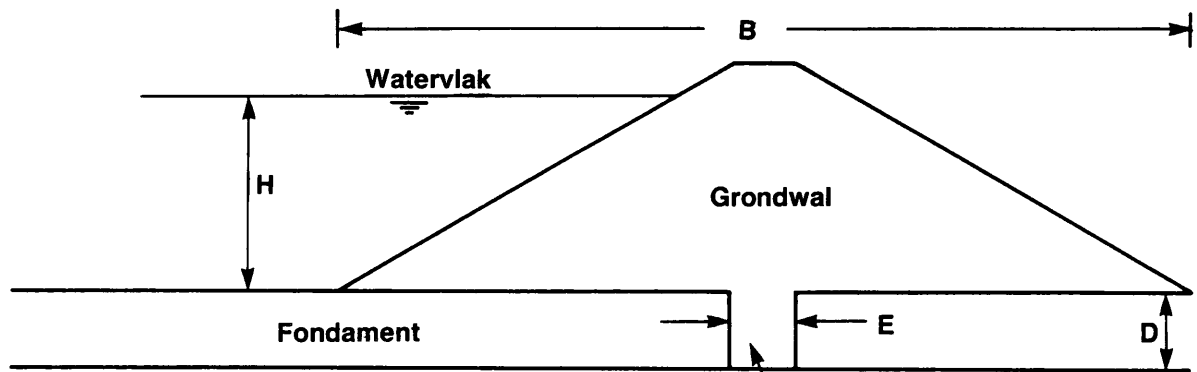
Spesiale aandag moet aan die kontak tussen die afsnymuur en die kernmateriaal gegee word omdat hoë hidrouliese gradiënte hier ontstaan. 'n Afsnymuur kan moontlik saamdrukbaar wees, boogaksie van die wal kan bo-oor die afsnymuur ontwikkel wat lae drukke in die kontak veroorsaak en water kan "deurbars" wat weer tot swigting kan lei.

Modderslootafsnymure is veral van toepassing in diep en moontlik nat fondamente waar ander metodes soos 'n kernafsnymuur duur is weens ontwatering. Verder kan tyd gespaar word en kan die doel van vinnige voltooiing van 'n projek makliker bereik word. Daar is egter sekere nadele ten opsigte van beperkte toegang en verder kan rolstene of ander beperkinge in die fondament raakgegrawe word en die konstruksiepoging bemoeilik. (Xanthakos, 1979)

Tydens uitgraving ontwikkel daar 'n filterkoek in die aangrensende wande van die sloot met veranderde eienskappe ten opsigte van deurlaatbaarheid en stabiliteit. Die "modder-materiaal" penetreer in die ruimtes van die wande van die filterkoek en vorm 'n beskermende laag wat verdere indringing verhoed, maar is ook relatief ondeurlaatbaar. (Xanthakos, 1979)

5.3.6 Stroom-opkometers

Die stroom-opkometers is 'n verlenging van die kernsone in 'n horisontale rigting na stroom op die damkom in. Hierdie metode is veral van toepassing by hoogsdeurlaatbare fondamente en 'n manier om die vloeipad onderdeur die wal te verleng om sodoende die totale lekkasie te beperk. Alhoewel hierdie metode dieselfde doel as die kernverlengingafsnymuur het, is dit minder effektief. (Beplanning, 1982, bl. 6-20) Die hoeveelheid afsluiting en 'n vergelyk tussen die effektiwiteit van hierdie metode en ander vertikale afdigtingsmetodes soos in die vorige paragrawe genoem, is in figure 5.4 en 5.5 geskets.



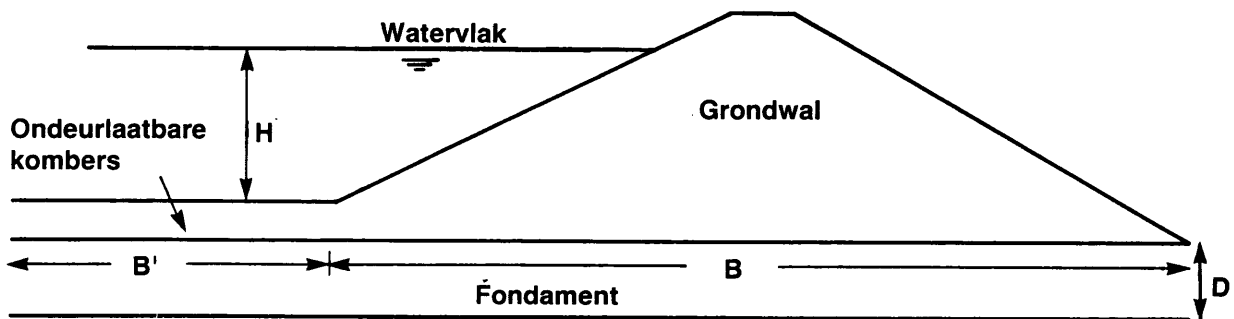
Formule vir deurlating -

$$\frac{Q_o}{k_o H} = \frac{1}{0,88 + \frac{B}{D} + (k_o/k - 1) \frac{E}{D}}$$

Gekompakteerde grondlaag of modderslootafsnymuur of bryulgordyn

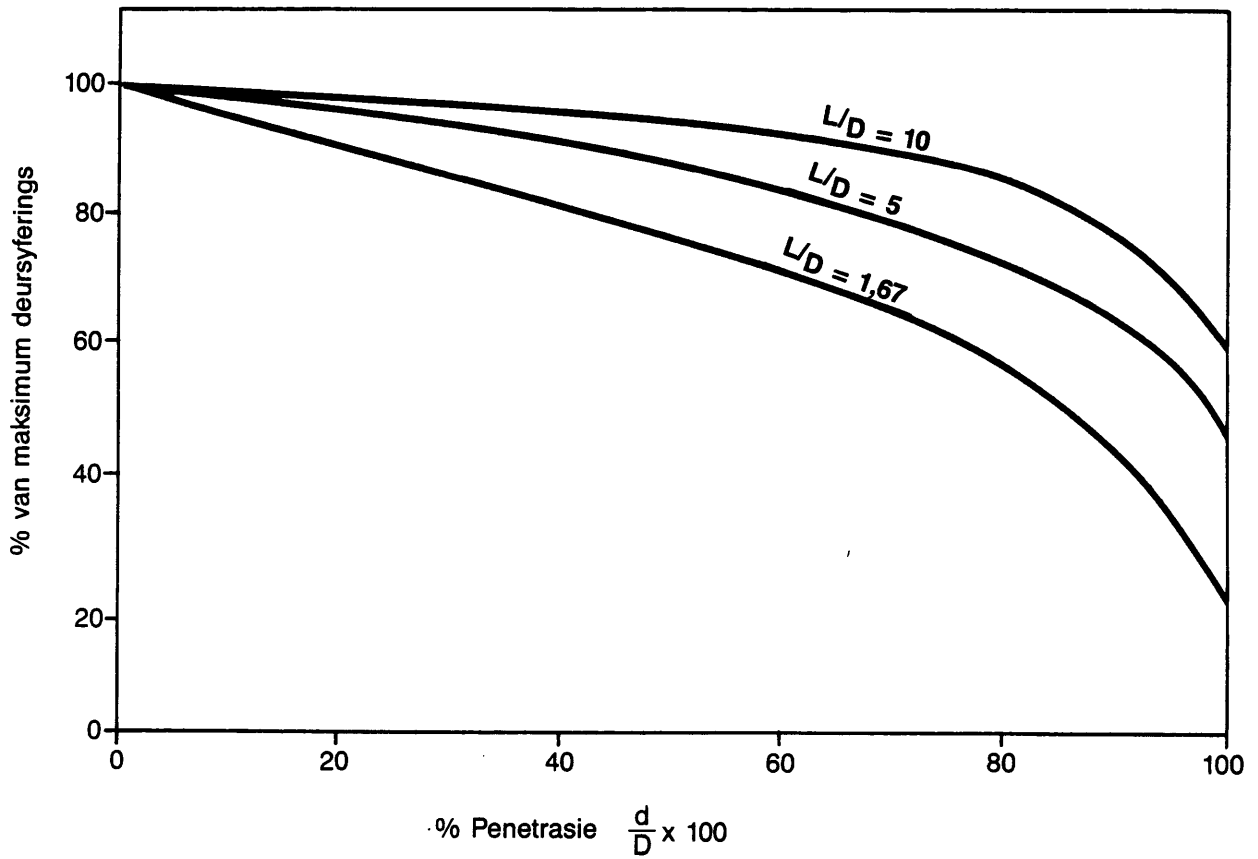
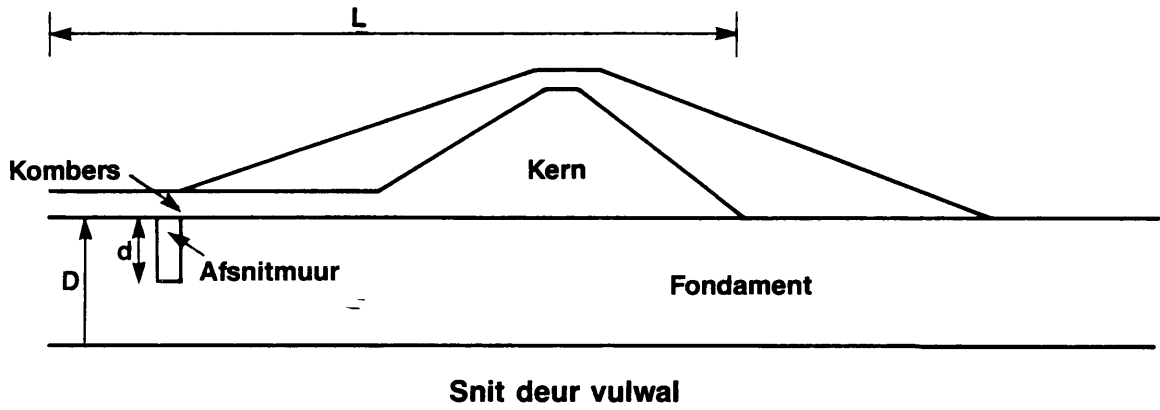
Formule vir deurlating:

$$\frac{Q_o}{k_o H} = \frac{1}{0,88 + \frac{B + B'}{D}}$$



- Q_o = Waterverlies in (m^3/s)
- k_o = Deurlaatbaarheid van fondament (m/s)
- H = Hoogteverskil van water (m)
- k = Deurlaatbaarheid van afdigtingsmateriaal (m)
- B = Breedte van voet van wal (m)
- B' = Breedte van afsnykombers (m)
- E = Dikte van ondeurlaatbare membraan (m)
- D = Diepte van fondament tot by rots (m)

Snitte deur vulwalle met die verskil in effek van kombers en afsnit getoon 5.4



Hoë hidrouliese gradiënte kan oor die buitewande van die kombes gevorm word, wat 'n potensiaal vir pypvorming van die kombesmateriale in die onderliggende fondamentmateriale inhou. 'n Goeie ingenieursgeologiese studie van die onderliggende materiale (ook geologiese formasies met potensiële lekkasiepaaie) moet voor die tyd uitgevoer word. Verder moet die kombes teen uitdroging beskerm word. Drie metodes ter beveiliging van 'n stroom-opkombes kan aanbeveel word:

- 'n filtersone kan as maatreël tydens pypvorming daaronder ingeplaas word, maar dit is gewoonlik onekonomies;
- die kleikombes kan by die toon van die wal waar die lekkasiepad die kortste is, verdik word om groter weerstand teen breukvorming en pypvorming te bied; en
- vir die bedekking van die laag teen uitdroging kan die laagste onttrekkingshoogte so gekies word dat die kombes altyd onder water is.

5.3.7 Stroom-af dreineringslote of drukverligtingsgate

Hierdie metode is 'n baie effektiewe metode en die voorsiening daarvan bevorder die veiligheid van die dam. Nie alleen word die freetiese vlak van die deursypelende water uit onwenslike sones soos die stroom-afsones van die wal geweier nie, maar word water gefiltreer voordat dit toegelaat word om te ontsnap. Enige pyp wat dus deur die fondament of laer dele van die wal sou ontwikkel, kan dan effektief deur goedontwerpte filterstelsels verhoed word deurdat geërodeerde partikels voor die filterlaag vasgevang word en die pad van erosie blokkeer. Dié hele pyp sal dan sodoende toespoel.

In sommige gevalle kan 'n sloot met filtermateriaal voorsien word. Spesiale voorsorg behoort vir die wegleiding van lekkasiewater getref te word en monitering behoort te geskied sodat die gedrag tydens die leeftyd bekend is.

Aangesien die bepaling van die hoeveelheid terugvloeiwater deur die fondament weens onbekende eienskappe moeilik bepaalbaar is, moet daar konserwatief tewerk gegaan word by die bepaling van die hoeveelheid water wat dreineer word.

5.3.8 Grondwal-fundament-kontakbehandeling (Hirschfeld, 1973 en Bureau of Reclamation, 1984)

Hierdie maatreël het ten doel die voorbereiding van die oppervlak van die ontblote fondament sodat differensiële vassakking in die boliggende grond, kraakvorming en/of swak gekompakteerde sones nie tydens die leeftyd van die dam ongewenste deursypeling of pypvorming teweeg mag bring nie.

Aangesien die voorbereidingsarea in die geval van vuldamme groter is as in die geval van betondamme, is die behandeling daarvan soms 'n tydrawende en duur proses. Behandeling mag die volgende insluit:

- die verwydering van organiese gronde en boomstompe, wortels, graspolle, afvalmateriale soos metale en mierneste in die bogrond.

Gewoonlik word boggrond weens die onbekende materiale daarin (en swak verdigting) volledig verwyder;

- die verwydering van ongewensde materiale soos hoogs-deurlaatbare alluviale materiale, hoogs-vassakbare kleie in die fondament of ander verweerde rotsmateriale;
- die verwydering van alle boggrond bokant vlak rotsfondamente en die voorbereiding van die ontblote rotsoppervlak wat mag insluit:

*die skoonmaak van nate en krake met 'n water- en lug spuitaksie, verwydering van los rolstene deur middel van 'n koevoet of pik, en die invul van openinge met 'n sementmortelbryvul (met of sonder sand);

* die afwerk van steil hellings veral aan die oewers tot hellings wat aanvaarbare vassakking van die boliggende grond tot gevolg sal hê. 'n Maksimum helling van 1:1 word hier aanbeveel vir gevalle waar gespesialiseerde tegnieke nie toegepas word nie. Waar hellingsverandering voorkom, moet alle hoeke, gate en ongelykhede met 'n soliede materiaal soos beton of gelyke afgewerk word; en

* die afwerking van rowwe oppervlaktes met sementmortel of gelyke tot 'n aaneenlopende oppervlak om positiewe verdigting daarteen te bevorder en kraakvorming en deursypeling te verhoed.

Spesiale aandag moet aan die plasing van die eerste laag in 'n grondwal geskenk word. Waar grond teen grond geplaas word, is dit van belang dat die boonste laag van die insitu-grond ook geploeg en met die eerste ingevoerde laag vermeng word. In die geval van die plasing van grond op 'n voorbereide rotsfondament moet die gebruik van masjinerie soos 'n skaapvoetroller verhoed word sodat die fondamentoppervlak nie beskadig word nie. In moeilik-begaanbare plekke moet handverdigting voorgeskryf word met spesiale aandag ten opsigte van die voorgeskrewe waterinhoud.

Die kontakgebied onder die kleikern (ook in die kernsloot waarin die kernverlengingafsnymuur geplaas sal word) moet spesiale aandag geniet terwyl die kriteria in die gebiede langs die kleikern waar deursypelingskriteria nie die hoofprioriteit is nie, met versigtigheid verslap kan word. Die standaard van afwerking en opvulling van rowwe oppervlaktes tot aaneenlopende oppervlaktes kan hier byvoorbeeld verslap word deur byvoorbeeld gate met grondmateriaal op te vul. Daar word aanbeveel dat 'n strook van ongeveer 3m breed stroom-op van die kernsloot en veral die wande van die kernsloot ook deeglik met mortel voorberei word sodat pypvorming deur die fondament en kernsloot nie plaasvind nie.

Die hellings van die kernsloot in die fondament moenie te steil gemaak word nie, want in sommige gevalle byvoorbeeld waar die elastisiteitsmodulus van die kern baie minder as die van die fondament is, kan 'n boogaksieprobleem met

gepaardgaande lae spannings met hoë hidrouliese gradiënte veroorsaak dat water “deurbars” en ’n lek veroorsaak. Die veilige helling in hierdie geval moet met eindigelementtegnieke bepaal word.

Die gebruik van ’n defensiewe filterstelsel is vir die voorkoming van uitwassing van fyner materiale (pypvorming) in die fondament aanbevelenswaardig.

5.3.9 Dreineringsstonnels soos galerye (Kutzner, 1982)

Dreineringsstonnels in vuldamme is nie op sigself ’n defensiewe maatreël nie, behalwe dat dreineringsstelsels voorsien kan word om byvoorbeeld watervlakke af te trek en versadigde toestande in kritieke plekke te verhoed. Dit kan die volgende voordele inhou:

- die gedrag van die wal kan tydens die bou en nadat dit water begin hou het, in seksies gemoniteer word; en
- na aanleiding van die gedrag van damme kan verdere defensiewe aksies nodig wees en kan dit dan vanuit die galery gedoen word. Hierdie aksies mag die voorsiening van verdere bryvullingsaksies en waterdrukverligting insluit.

Hierdie maatreël word as ’n noodsaaklikheid vir damme hoër as 50m beskou (moontlik ook in laer damme), die aanvanklike konstruksiekoste daarvan ten spyte. Vir walle tot 50 m hoogte is hierdie maatreël gewoonlik te duur en word dit nie voorsien nie. Spesiale voorsiening ten opsigte van stabiliteit en voorkoming van deursyfering en/of pypvorming van die struktuur moet gemaak word sodat die veiligheid verseker kan word.

5.3.10 Stroom-afberms teen deursypelingskragte:

Wanneer die ophigkragte weens deursypelwater aan die stroom-afkant ’n probleem veroorsaak, kan ’n berm van meer deurlaatbare materiaal die onderliggende materiaal in posisie hou en ook as ’n filterstelsel fungeer.

Berms kan ook op die stroom-afhelling gebruik word met die doel om:

- stormwater weens reën te kanaliseer sodat oormatige erosie nie oor lang afstande en hoogtes daarop kan voorkom nie;
- die weerstand teen glijp te vermeerder. Dit mag sinvol wees om die berm halfpad tussen die kruin en toon te plaas. ’n Verandering in helling kan ook by so ’n berm gemaak word; en
- veral by hoë damme toegangspaaie te voorsien.

5.4 STRUKTURE VIR MONITERING VAN DEURSYPELINGSWATER

Voldoende strukture vir die wegleiding van deursyferingswater uit die wal of deur die fondament moet voorsien word. Mangate met V-kepe daarin word gewoonlik gebruik. Daar word in hierdie verband na paragraaf 5.3.2 verwys.

Meetstrukture moet op bepaalde punte opgerig word sodat intelligente afleidings met betrekking tot die gedrag van die struktuur gedoen kan word. Waterdruk kan ook op kritieke plekke met piezometers gemeet word om aanduidings van die gedrag van die dam te kry.

PRAKTYKE EN RIGLYNE TEN OPSIGTE VAN STABILITEITSBEHEER

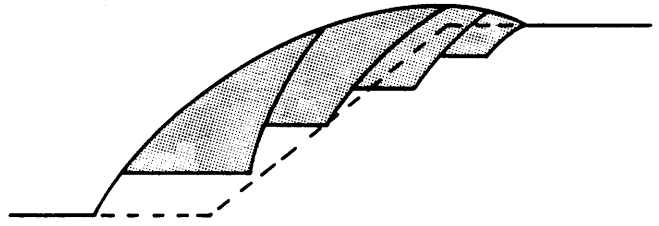
6.1 INLEIDING

Vuldamwalle word om ekonomiese redes so smal as moontlik gebou. Die vorm wat tegelyk stabiliteits- en ekonomiese vereistes bevredig, het 'n breë basis en smal kruin met kanthellings ietwat platter as die rushoek van die materiaal waaruit dit opgebou is. Die materiaal waarop die grondmateriaal gefundeer is, het ook 'n invloed op die stabiliteit aangesien swigtingvlakke ook daardeur kan ontwikkel. Tipiese glipswigtingmodusse is in figuur 6.1 getoon. Daarbenewens kan glippe ook in hellings by die omtrek van die damkom plaasvind wat water uit die dam kan verplaas of golwe kan veroorsaak wat die veiligheid van 'n dam in gevaar kan stel. Dit is belangrik om daarop te let dat swak sones in 'n vulwal kan voorkom. Krake kan byvoorbeeld ontwikkel en of relatiewe beweging plaasvind sonder dat 'n werklike glip plaasvind. Progressiewe swigting kan ook plaasvind en is dit nooit voor die handliggend wanneer beweging voltooi is nie.

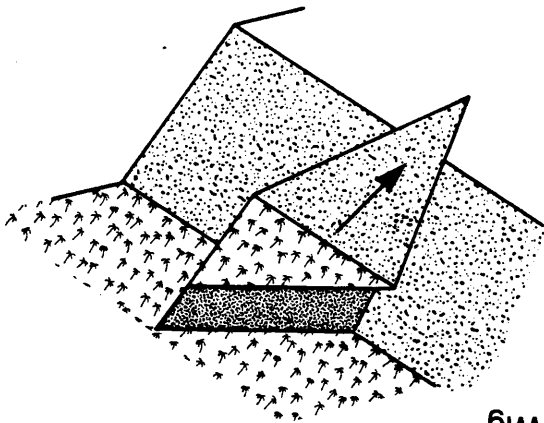
Swigtingsmodelle varieer vanaf die meer eenvoudige ewewigmetode tot die nie-liniêre eindigelementontledings. In laasgenoemde geval word die gedrag van die dam in terme van spannings en vervormings bepaal en is die inagneming van volumeverandering tydens konsolidasie by groter strukture belangrik. In die geval van kleiner damme met hoogtes laer as ongeveer 50 m word daar meestal slegs van ewewigsmetodes gebruik gemaak, maar in die geval van groter damme word al twee soorte aangewend.

Die hoofkrag wat massabeweging van die geplaasde materiaal wil bewerkstellig, is die komponent van die gewig wat ewewydig aan die vlak van swigting inwerk. Hierdie krag kan ekstern aangevul word deur kragte vanaf ander strukture en seismiese skokke. Die wrywing en kohesie van die vulmateriaal van die wal en fondament hou hierdie kragte teë. Die verhouding van laasgenoemde krag tot eersgenoemde krag word as 'n veiligheidsfaktor uitgedruk en moet altyd groter as 1 wees om swigting te voorkom. Gewoonlik word 'n veiligheidsfaktor van groter as 1 soos in paragraaf 6.3.4 getoon, gekies sodat voorsiening vir onbekendes en wisseling in skuifsterktewaardes en gewig van die materiaal ingesluit word.

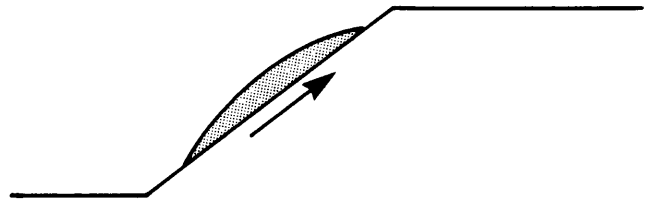
Spesiale versigtigheid ten opsigte van die invloed van water op die sterkte-eienskappe en gewig van vulmateriaal moet aan die dag gelê word. Die korrekte skuifsterktewaardes moet gebruik word. In die volgende paragrawe word 'n aanduiding van die mees belangrike aspekte vir die bepaling van die stabiliteit van die wal gegee.



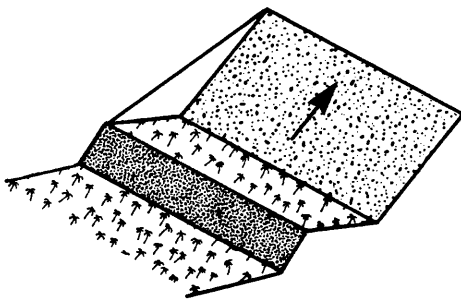
Retrogressief



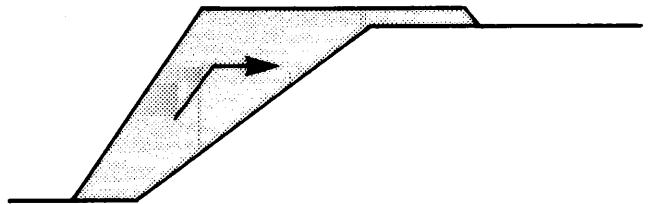
Wig



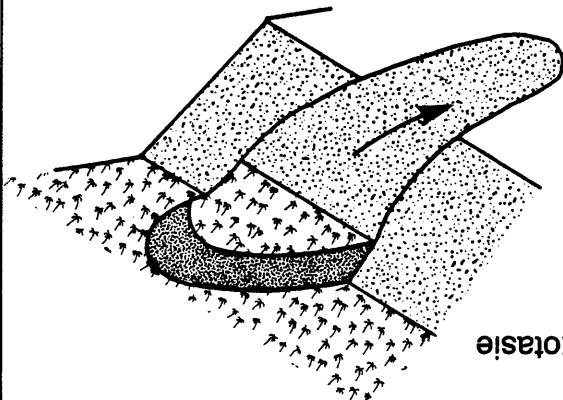
Oppervlak



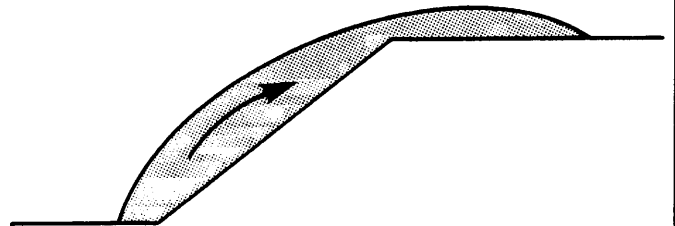
Vlak



Nie-sirkulêr (wig)



Rotasie



Sirkulêr

DRIEDIMENSIONEEL

TWEDIMENSIONEEL

6.2 BELANGRIKE ALGEMENE ASPEKTE BY DIE BEPALING VAN DIE STABILITEIT VAN GRONDWALLE

6.2.1 Versadigde, gedeeltelik-versadigde en ondergedompelde hellings:

'n Grondwal kan met tyd versadig raak as dit ten volle aan die eksterne hellingskant met water bedek was en water deur die grondmassa gesyfer het. Die boonste vlak van die deursypelingsgebied word die freatiese vlak genoem. Aan die bokant van die freatiese vlak heers nat toestande en daaronder versadigde toestande. Indien die eksterne watervlak vinnig laat sak word, is hidrostatische oordruk in die grond steeds aanwesig en is die massa steeds versadig. Met tyd sal die water uit die grondmassa beweeg en sal die gewone poriewater sonder hidrostatische oordruk oorbly en is die massa dan nat. Waar water langs die helling styg is die ondergedompelde grondmassa aan droftoestande onderhewig.

Wanneer die eksterne watervlak by 'n versadigde grondwal vinnig styg om die gebied laer as die freatiese vlak te benat, ontwikkel 'n eksterne waterdrukkrag op die helling (indien die poriedrukke dieselfde bly). 'n Wanbalans (aan die konserwatiewe kant) heers dus en moet in stabiliteitsberekeninge in ag geneem word. In die geval kan hierdie eksterne krag as ekwivalente grondsoorte met hidrostatische oordruk (wat op waterdruk met geen sterkte gebaseer is) in ag geneem word.

6.2.2 Keuse van ontwerpsterkteparameters

Nadat laboratoriumtoetse van monsters uit die leengebiede uitgevoer is, moet die monsterligging en die aanwendingsligging van die materiaal wat getoets is, die hoeveelheid van die monsters en hul waardes goed ondersoek word. Die monsterwaardes kan statisties ontleed word, maar daar is gewoonlik nie voldoende monsters beskikbaar nie. Materiale in die leengebiede moet met behulp van graderingstoetse, indikatortoetse en skuifkastoetse geselekteer word. Triaksiaaltoetse moet dan op verteenwoordigende monsters gedoen word. Daar moet 'n goeie rede bestaan waarom die laagste waarde nie aanvaar word nie. 'n Aanduiding van die geval wat in die verlede gekies is, is soos volg: Daardie waarde waarvan twee-derdes van die toetsmonsterwaardes die aanvaarde waarde oorskry, is as die ontwerpwaarde aanvaar. (Department of the Army Corps of Engineers, Office of the Chief of Engineers, 1970) Gewoonlik word die ontwerpwaarde groter as die minimum toetswaarde gekies, maar indien monsterneming onvoldoende was, moet daar nie gehuiwer word om verdere toetse te doen of konserwatiewe waardes te aanvaar nie.

Die keuse van die ontwerpparameter is moeilik aangesien die ontwerper moet besluit of die monsters verteenwoordigend is van die materiaal wat in die wal geplaas gaan word, en daarmee saam of die korrekte waardes vir die korrekte geval getoets en bepaal is.

6.2.3 Hidrostatische oordruk tydens konstruksie

Wanneer grondvulmateriaal tydens konstruksie aan die nat kant van optimum verdig word, word hoë hidrostatiese oordruk opgewek en hierdie hidrostatiese oordruk kan stabiliteitsprobleme weens veranderde sterkte en gewigte van materiaal veroorsaak. (Bishop, 1972) In hierdie geval ontwikkel hidrostatiese oordruk slegs vanweë watertoediening tydens verdigting van die wal.

Verskeie faktore bepaal egter die graad van hidrostatiese oordruk wat ontwikkel naamlik: (Sherman, 1968)

- druk bo die punt van beskouing. Hidrostatiese oordruk verhoog soos die bodruk verhoog;
- lengte van dreineringspad en toeganklikheid van dreineringspaaie. Indien voldoende dreineringsvoorsiening is, kan hidrostatiese oordruk nie plaasvind nie; en
- die tempo van grondplasing (en benatting) tydens konstruksie. Soos die tempo van konstruksie toeneem, neem die hidrostatiese oordruk ook toe.

Hidrostatiese oordruk kan ook in die fondament voorkom en moet in ag geneem word.

6.2.4 Kritiese toestande vir ontleding

Die volgende gevalle mag ontstaan:

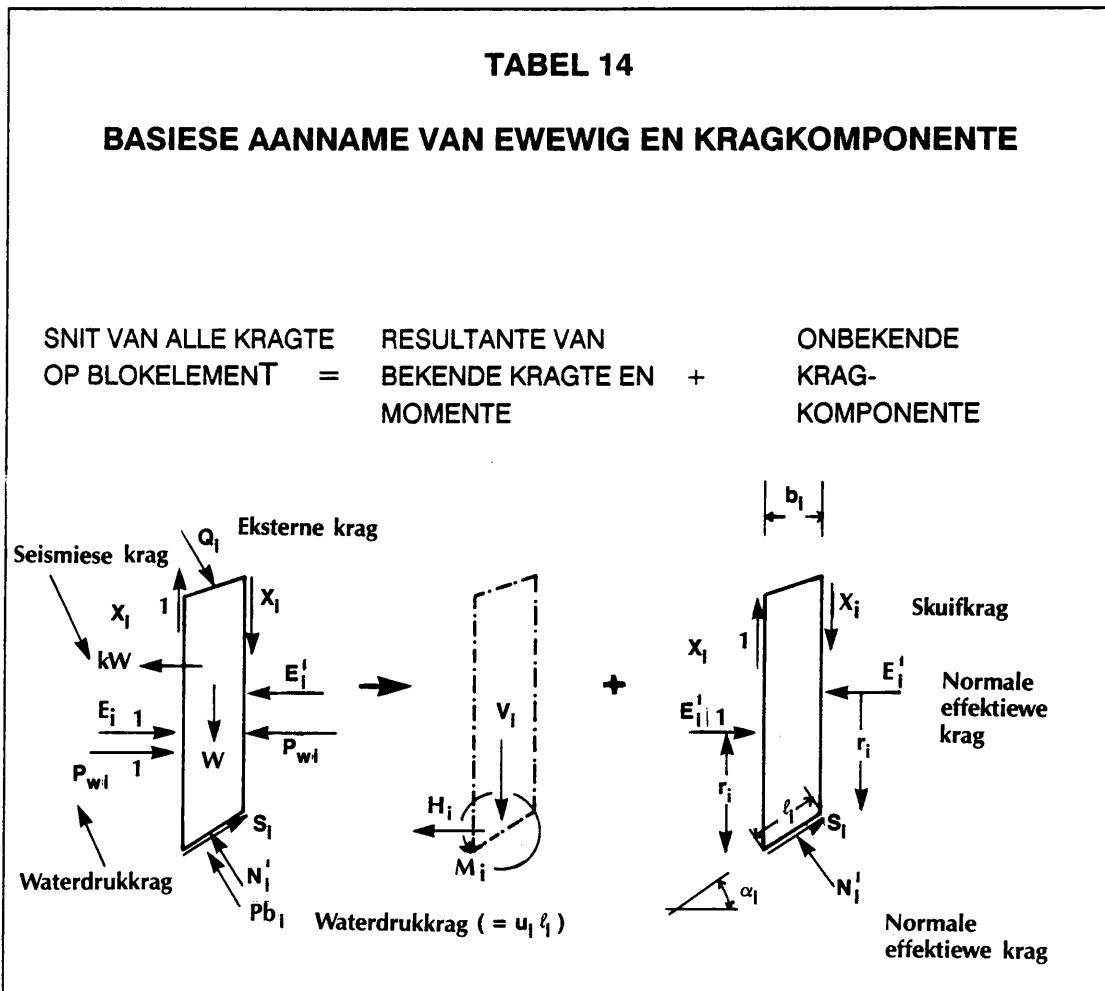
- tydens konstruksie kan hellingsglippe aan beide kante van die wal plaasvind. Hidrostatiese oordrukke soos in die vorige paragraaf beskryf, kan opbou en moet in die stabiliteitsontledings in ag geneem word. Tydens konstruksie word daar gewoonlik tydelike hellings weens beperkinge soos wanneer die wal aan die een oewer gebou word terwyl vloedwater in die riviergedeelte verby vloei, gebou. Die stabiliteit van hierdie hellings behoort ook deur die ontwerpingenieur ontleed te word;
- wanneer die dam vol is en die sypelwater deur die wal gedring het, is die langtermynstabiliteit van veral die stroom-afhelling kritiek. Indien sinvolle dreineringsvoorsiening is, is die steilste stabiele helling steiler, maar moet nog steeds ontleed word; en
- wanneer die watervlak in die dam teen 'n vinniger tempo laat sak word as waarteen die freetiese vlak in die grondwal kan sak, kan die stroom-ophelling swig. Hierdie geval staan bekend as die vinnige-aftrekgeval. (Die tempo van beweging van water uit 'n wal is ongeveer dieselfde as die getoetste permeabiliteit soos in die laboratorium vir gekompakteerde materiaal bepaal.) Dinamiese kragte soos aardbevings kan ook onvoorsiens ontwikkel en behoort soos in paragraaf 6.3.6 in ag geneem te word.

6.3 EWEWIGSMETODES

6.3.1 Inleiding

In die tweedimensionele ewewigsmetode word die glijvlak in blokke gedeel, elke blok op sy eie beskou en die blokkragte gesommeer om die finale veiligheidsfaktor te kry. Elke blok se veiligheidsfaktor kan ook onderling bereken word en die gemiddelde van alle veiligheidsfaktore gekry word. (Bromhead, 1986)

Die basiese aanname van ewewigvergelykings kan soos volg saamgevat word: (Verklaring van simbole verskyn in tabel 23)



Daar is verskillende eenvoudige ewewigsmetodes waarvolgens die veiligheidsfaktore bereken kan word. In al hierdie metodes behalwe die wigmetode word die blokke met vertikale sye gekies. In die wigmetode waar die swigvlak as 'n serie van vlakke en nie as 'n gladde vlak benader word nie, word skuins kante en groter blokke gekies en is veral in die volgende gevalle van toepassing:

- waar 'n horisontale laag of byna horisontale laag met swakker sterkte-eienskappe (soos klei met 'n hoë plastisiteit) in of naby die fondament aanwesig is en die materiaal daarlangs kan glij; en

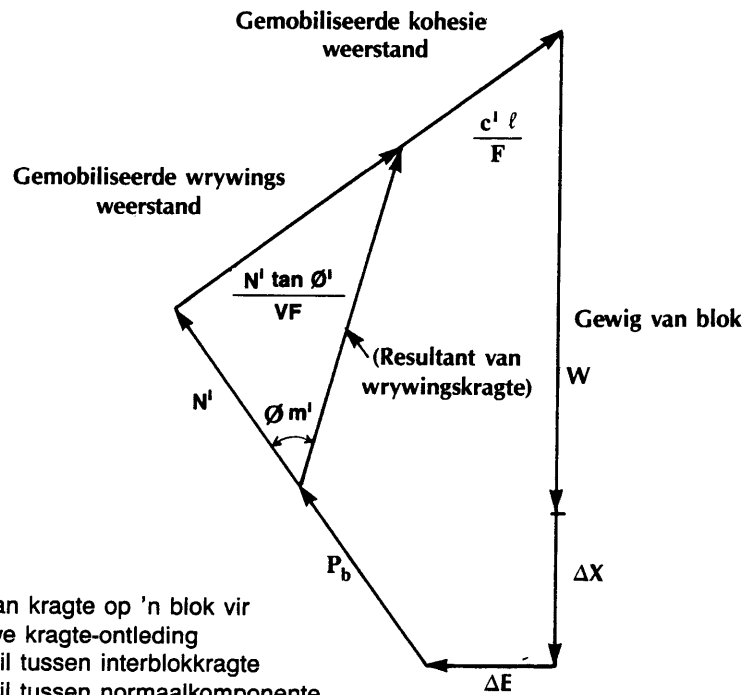
- waar die fondament uit 'n onbeweegbare materiaal soos goeie rots, die middelsone uit materiaal met klein greine en die buitesone uit materiaal met growwer greine bestaan.

Die metodes met hulle basiese aannames is in tabelle 15 – 23 opgesom.

TABEL 15	
BESONDERHEDE VAN DIE VEREENVOUDIGDE BISHOPMETODE	
ASPEK	BESKRYWING
METODE; VERWYSING REKENAARPROGRAM	VEREENVOUDIGDE BISHOP(1955); Bromhead (1986); Stab2; Genisys circular.
BASIESE BEGINSEL	Sommasie van alle blokkragte met in agneming van tussenblokkragte asook momente-ewewig van die hele massa.
FORMULE	$VF = \frac{\sum \{c'b + (W - \mu b + \Delta x') \tan \phi'\} \left\{ \frac{\sec \alpha}{1 + \tan \alpha \tan \phi' / VF} \right\}}{\sum W \sin \alpha}$

TABEL 15 [Vervolg]

SKETS



Poligoon van kragte op 'n blok vir 'n effektiwe kragte-ontleding
 ΔX = verskil tussen interblokkragte
 ΔE = verskil tussen normaalkomponente

OPMERKING:

Metode is vir sirkulêre glippe ontwikkel, maar kan ook vir nie-sirkulêre glippe toegepas word. In die vereenvoudigde Bishopmetode is aanvaar dat die skuifkragte op die vertikale kante van die blok gelyk in grootte en teenoorgesteld in rigting is.

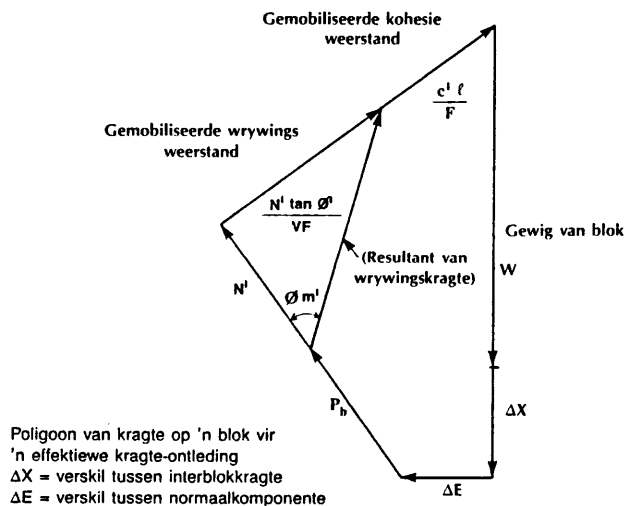
TABEL 16
BESONDERHEDE VAN DIE SPENCERMETODE

ASPEK	BESKRYWING
METODE; VERWYSING	SPENCER (1967); Bromhead (1986).
BASIESE BEGINSEL	Die resultant (Z) van alle tussenblokkragte word bepaal. Vir ewig is die som van alle tussenblokkragte en hul momente om die middelpunt van rotasie van 'n blok, gelyk aan nul.

FORMULE

$$Z = \frac{c'b/VF + (W\cos\alpha - \mu b\sec\alpha)\tan\phi' / VF - W\sin\alpha}{\cos(\alpha - \theta) \{1 + [\tan\phi' \tan(\alpha - \theta)] / VF}$$

SKETS



OPMERKING

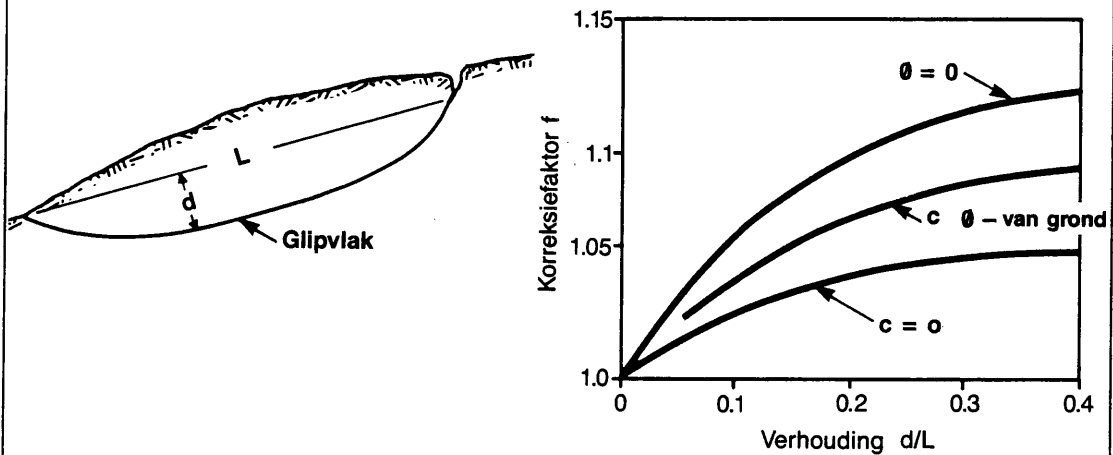
Vir die $\phi' = 0$ -geval, is hierdie metode identies met die vereenvoudigde Bishop-metode. Nie-sirkulêre glijvlakke kan ontleed word.

TABEL 17
BESONDERHEDE VAN DIE JANBUMETODE

ASPEK	BESKRYWING
METODE; VERWYSING	JANBU (1957); Bromhead (1986).
REKENAARPROGRAM	Janbu
BASIESE BEGINSEL	Kragte-ewewig en nie eintlik momente-ewewig is in ag geneem.
FORMULE	$VF = \frac{\sum \{c'b + (W - \mu b + \Delta x') \tan \varphi'\} \left\{ \frac{\sec^2 \alpha}{1 + \tan \alpha \tan \varphi' / VF} \right\}}{\sum W \tan \alpha}$ <p style="text-align: center;">VF korrek = f. VF waar f = F(φ', c')</p>

TABEL 17 [Vervolg]

KORREKSIEFAKTOR



OPMERKING

Hierdie metode gee minder akkurate waardes as die Bishopmetode omdat die momente-ewewig nie ten volle in ag geneem is nie. Die faktor wat in ag geneem moet word, is 'n poging om te kompenseer. Klein blokbreedtes, met ander woorde 'n groot aantal blokke moet aanvaar word. Momente-ewewig kan in ag geneem word deur verdere formules te gebruik. Differensiaalrekenen word gewoonlik gebruik om die vergelyking op te los. Die antwoord konvergeer soms moeilik.

TABEL 18

BESONDERHEDE VAN DIE WIGMETODE

ASPEK

BESKRYWING

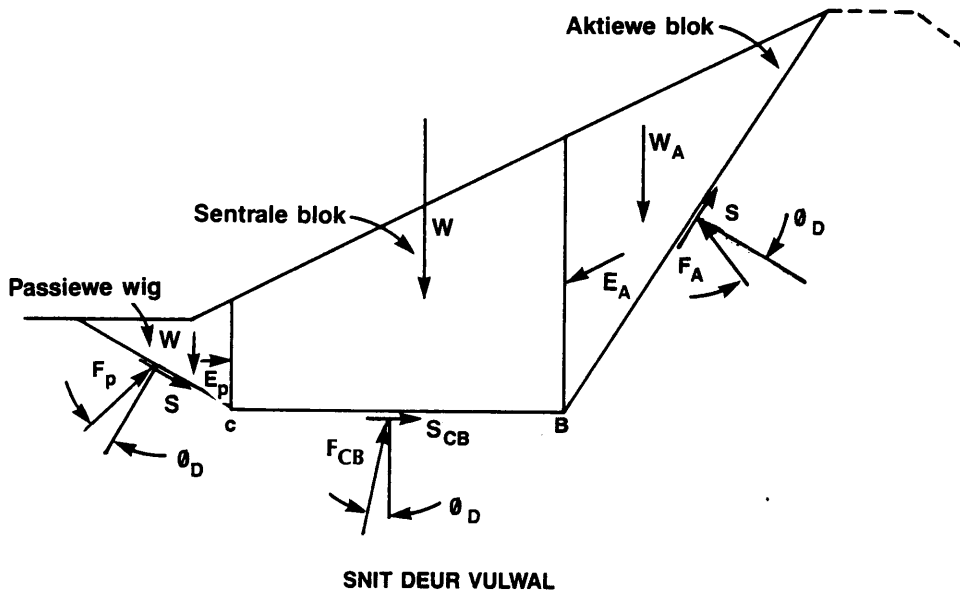
**METODE;
VERWYSING
REKENAARPROGRAM**

WIGMETODE (1970); BROMHEAD (1986),
DUNCAN (1975), DEPARTMENT OF THE
ARMY CORPS OF ENGINEERS, OFFICE OF
THE CHIEF ENGINEERS (1970). Stabwedge.

BASIESE BEGINSEL

Sommasie van kragte op minstens drie wêre
sonder momente-ewewig. Komponente van
sykragte tussen elemente kan in die horisontale
rigting gesommeer word.

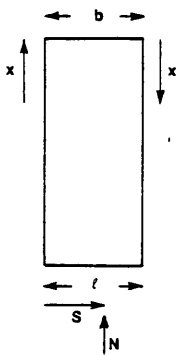
SKETS



OPMERKING

Metode kan vir nie-sirkulêre gliplakke gebruik
word. Aangesien momente-ewewig nie beskou
word nie, is daar 'n konserwatiewe fout (tot
15%) in die antwoord.

TABEL 19
BESONDERHEDE VAN DIE CARTERMETODE

ASPEK	BESKRYWING
METODE; VERWYSING; REKENAARPROGRAM	CARTER; Carter (1971); Siegel (1975). Stabl
BASIESE BEGINSEL	Vertikale krag-ewewig van die individuele elemente en algehele horisontale ewewig. Op vereenvoudigde Bishop gebaseer. Nie momente-ewewig van individuele blokke nie.
FORMULE	$VF = \sum_{1}^{n} \frac{\Delta C' / \cos \alpha + W(\tan \varphi' - VF \tan \alpha)}{VF + \tan \alpha \tan \varphi'}$
SKETS Skuifblok	
OPMERKING	Metode is konserwatief in vergelyking met die metodes wat volle ewewig insluit. Metode kan gebruik word om algemene hellingsglippe in 'n minimum tyd te ontleed veral met 'n rekenaarprogram.

TABEL 20

BESONDERHEDE VAN DIE MORGENSTERN EN PRICEMETODE

ASPEK	BESKRYWING
METODE, VERWYSING REKENAARPROGRAM	MORGENSTERN EN PRICE (1965); BROMHEAD (1986); Genesys
BASIESE BEGINSEL	Vertikale en tangensiaal-tot-basiskragte in ewewig. Mohr-Coulomb swigtinskriteria in terme van effektiewe spannings. Momente-ewewig van 'n element. 'n Eindige element dx in 'n groter blok word beskou.
FORMULE	Kragte-ewewigformule:
	$\frac{\delta E'}{\delta x} + \frac{\delta P}{\delta x} = \frac{\delta X}{\delta x} \tan \alpha - \frac{\delta W}{\delta x} \tan \alpha$
	Momente-ewewigformule:
	$X = \frac{\delta(E'yt')}{\delta x} - Y \frac{\delta E'}{\delta x} + \frac{\delta(P_h)}{\delta x} - Y \frac{\delta P_w}{\delta x}$

TABEL 20 [Vervolg]

SKETS

OPMERKING

Numeriese integrasie moet oor elke element uitgevoer word. Differensiaalrekenen in die verband is moeilik. Verdere iterasie-prosedures is deur Bromhead ontwikkel. Verandering in die helling van horisontale kragte kan bewerkstellig word.

TABEL 21

BESONDERHEDE VAN DIE MAKSUMOVIC'S-METODE

ASPEK	BESKRYWING
METODE; VERWYSING	MAKSUMOVIC'S (1986); Bromhead (1986).
BASIESE BEGINSEL	Vertikale en tangensiaal-tot-basiskragte in ewig. Mohr-Coulomb swigtinskriteria in terme van effektiewe spannings. Momente-ewig van 'n element. 'n Eindige element dx in 'n groter blok word beskou.

TABEL 21 [Vervolg]

FORMULE

Kragte-ewewigformule:

$$E_i'(1 - f_i a_i) = E_{i-1}'(1 - f_{i-1} a_i) + \frac{b_i c_i'}{VF} (1 - \tan \alpha_i a_i) + a_i V_i - H_i$$

Momente-ewewigformule:

$$E_i'(\eta + 0,5b_i \tan \alpha_i) = E_{i-1}'(\eta_{-1} - 0,5b_i \tan \alpha_i) + 0,5\Gamma b_i (f_i E_i' + f_{i-1} E_{i-1}') - M_i$$

$$a_i = \frac{\frac{\tan \varphi_i}{VF} - \tan \alpha_i}{1 + \frac{\tan \varphi_i \tan \alpha_i}{VF}}$$

OPMERKING

Eksterne kragte kan in hierdie metode geakkomodeer word.

TABEL 22**BESONDERHEDE VAN DIE GHUGHMETODE****ASPEK****BESKRYWING**

**METODE;
VERWYSING;**

GHUGH (1986); GHUGH (1986).

BASIESE BEGINSEL

Faktor van veiligheid verander langs die elementbasis oor die skeuoppervlak. Verder berus hierdie metode op gewone ewewigsbeginsels.

FORMULES

$$Tg(x) = \frac{\text{Beskikbare skuifkrag langs blokbasis}}{\text{Skuifspanning langs blokbasis}}$$

T = onbekende skalaarfaktor en g(x) is die karakteristieke vorm vir die verandering van veiligheidsfaktore oor die glipoppervlak.

OPMERKING

Aangesien skuifspannings, skuifskuurwaardes en kohesiewaardes langs die glipoppervlak wissel, word hierdie metode tans vir gebruik aanbeveel. Die bruikbare formule moet egter nog ontwikkel word.

TABEL 23
**VERKLARING VAN SIMBOLE SOOS IN TABELLE 15 TOT 22
 GEBRUIK:**

SIMBOOL	VERKLARING
c'	Kohesie weens effektiewe spanning (hidrostatiese oordruk in ag geneem) (kPa)
b	Blokbreedte (m)
W	Gewig van blok (kPa)
μ	Hidrostatiese oordruk (kPa)
ϕ'	Skuijsterkte weens effektiewe spanning (hidrostatiese oordruk in aggeneem) (kPa)
α	Hoek tussen horisontaal en tangensiale lyn aan blok ($^{\circ}$)
VF	Veiligheidsfaktor
θ	Hoek tussen horisontaal en resultant Z ($^{\circ}$)
E'	Effektiewe horisontale drukkrug op element (kN)
P	Horisontale drukkrug op element (kN)
X	Skuijkrug (kN)
yt'	Afstand vanaf basis van blokelement tot by E' -krug (m)
h	Afstand vanaf basis van blokelement tot by P -krug (m)
δW	Gewig van klein elementjie in blok (kN)
S	Skuijkrug (kN)
Z	Resultant van alle tussenblokkragkomponente op 'n enkele blok (kN)
N'	Normale effektiewe krag (kN)
C'	Komponent van resultant van die skuijkrug wat aan basis van blokelement beskikbaar is. (kN)
Γ	Konstante

6.3.2 Bepaling van die mees kritieke glijvlak

Die bepaling van 'n veiligheidsfaktor vir 'n bepaalde glijvlak is nie die finale antwoord op die stabiliteit nie aangesien 'n veiligheidsfaktor so bepaal, nie die kleinste of mees kritieke veiligheidsfaktor mag wees nie. 'n Sinvolle metode om die mees kritieke veiligheidsfaktor te bekom, is soos volg:

- bepaal 'n reeks veiligheidsfaktore met verskillende radiusse maar elk met dieselfde middelpunt;
- stip elke veiligheidsfaktor teen radius in 'n grafiekvorm;
- herhaal bogenoemde met verskillende middelpunte van die sirkel op so 'n manier dat die kleinste veiligheidsfaktor benader word. 'n Kontouerplot van veiligheidsfaktormiddelpunte kan gemaak word. Dit sal help om die nodigheid van verdere sirkels te identifiseer en 'n aanduiding van die ligging en waarde van die kleinste veiligheidsfaktor te bepaal;
- aangesien daar meer as een kritieke veiligheidsvlak mag wees, moet daar nie by een volstaan word nie. Oppervlakglijpe asook vlakker hellingsglijpe kan byvoorbeeld by rotsvuldamme in die vinnige aftrekgeval bewys word;
- gebruik kundigheid by die bepaling van die ligging van die glijvlak. Indien materiaal met swakker eienskappe soos klei in die fondament voorkom, moet die moontlike nie-sirkulêre aard van 'n glij in ag geneem word. Die nie-liniêre interaksie tussen 'n "stywe" vul en swak klei kan dit noodsaak dat eindigelement-analises gebruik moet word om sones met lae spannings uit te wys.

6.3.3 Spanningskrake

Spanningskrake mag voorkom weens differensiële vassakking en/of beweging. Swak fondamente of hoë waterdruk (soos wanneer die dam volgemaak word), mag hierdie toestand veroorsaak. Spanningskrake kan die horisontale komponent van kragte in glijvlakke beïnvloed. Waterdruk kan boon-op in hierdie krake ontstaan en behoort in ag geneem te word. By baie hoë walle kan swigvassakking weens spanningskrake voorkom en behoort dit met behulp van eindigelementmetodes ontleed te word.

6.3.4 Veiligheidsfaktore, geval en skuifsterktetoets

Die antwoord van 'n stabiliteitsberekening word normaalweg as 'n veiligheidsfaktor soos in paragraaf 6.1 gedefinieer, uitgedruk. Die aannames vir die verkryging van hierdie faktore en die metode van berekening kan hierdie faktore beïnvloed.

As voorbeeld is die seleksie van skuifsterkteparameters vir die verskillende toetsmetodes ten opsigte van die triaksiaaltoetsapparaat soos volg opgesom:

TABEL 24

**OPSOMMING VAN TRIAKSIAALTOETSMETODES VIR DIE
BEPALING VAN SKUIFSTERKTES EN DIE GEBRUIK DAARVAN IN
STABILITEITSONTLEDINGS**

TOETSMETODE	GEBRUIK IN STABILITEITS- ONTLEDING	OPMERKING
UU (Ongekonsolideerd, ongedreineerd)	Die toets benader die einde van konstruksie-toestande vir ondeurlaatbare sone in grondwalle. Dit is egter ook toepasbaar op ondeurlaatbare fondamentlae waarin konsolidasie stadig is in vergelyking met die vulplasingstempo.	By lae toetsdruk kom kavitasie tydens skuifskuur voor en mag spanningskurwes geboë vorms hê indien materiaal versadig is.
CU (Gekonsolideerd, ongedreineerd)	Die toets benader die gedrag van ondeurlaatbare of semi-deurlaatbare gronde in grondwalle en fundamente wat tydens konstruksie volledig gekonsolideer het en wat aan spanningsverandering onderhewig was tydens aftrek van water. Hierdie toets word ook gebruik om stasionêre toestande in die stroom-afhelling te analiseer.	Ongedreineerde sterkte vermeerder met verminderde voginhoud en vermeerdering in konsolidasie spanning.
CD (Gekonsolideerd, gedreineerd)	Die toets is van toepassing by ondeurlaatbare of semi-deurlaatbare gronde waarin hidrostatiese oordrukke voor of na skuif, onder stadige belading, verlig word. Dit word ook gebruik om sterkte-waardes te evalueer waar swel-eienskappe aanwesig is en waar oormaat hidrostatiese druk tydens die leeftyd van die dam bereken kan word.	CU-sterkte is baie groter as CD-sterkte-waardes vir swellende gronde

Die minimum veiligheidsfaktore soos in tabel 25 aangedui, word vir gebruik aangebied maar die veiligheidsfaktor wat die ontwerper aanvaar, berus op sy ondervinding en vertroue in die grondskuiwsterktewaardes asook ander terreintoestande en veranderlikes. Sensitiwiteitsanalises waarin een parameter per slag gevarieer word, is wenslik en kan aanduidend in die besluitnemingsproses wees.

TABEL 25			
OPSOMMING VAN ONTWERPGEVAL, MINIMUM VEILIGHEIDSFAKTOR, EN SKUIFSTERKTETOETS			
Ontwerpgeval	Minimumfaktor	Skuiwsterkte toets (Tabel 24)	Van toepassing by
Einde konstruksie	1.3 (*)	UU of CD(**)	Stroom-op en -af hellings
Vinnige aftrek van maksimum vlak af	1.0 (***)	CU of CD	Stroom-op helling op volle snit
Vinnige aftrek van oorloophoogte af	1.2(****)	CU of CD	Stroom-op helling op volle snit
Gedeeltelike water met deursyfering	1.5	CD	Stroom-op helling
Deursyfering vol dam	1.5	CD	Stroom-af helling
Aardbewing (gevalle 1,4 en 5 hierbo)	1.0		Albei hellings

TABEL 25 [Vervolg]

Notas by tabel 25

(*) Vir gronddamme hoër as 15m op relatief swak fondamente of waar data of laboratoriumtoetsresultate ontbreek, gebruik veiligheidsfaktore van 1.4;

(**) In sones waar geen buitengewone hidrostatische oordruk verwag word nie, gebruik CD-sterkte;

(***) Indien aftrektempo en hidrostatische oordruk deur middel van vloeinette in stabiliteitsontleding bepaal word, moet 'n veiligheidsfaktor van 1.5 gebruik word; en

(****) Gebruik skuifsterkte soos vir die geval sonder aardbewing bepaal.

Simbole:

UU = Ongekonsolideerde, ongedreineerde toets.

CD = Gekonsolideerde, gedreineerde toets.

CU = Gekonsolideerde, ongedreineerde toets.

Die gebruik van effektiewe spannings vir al bogenoemde gevalle is weens die invloed van hidrostatische oordruk aanvaarbaar en wenslik.

6.3.5 Ander belangrike faktore

Behalwe die belangrike feit dat die regte laboratoriumtoets vir die regte toepassing en ontledingmetode uitgekies moet word, is daar ten opsigte van hoë damme nog die volgende wat in aggeneem moet word:

- die vermindering in wrywingshoek van growwe (granulêre) wal- en fondamentmateriale onder hoë (grens) spannings;
- die effek van differensiële vassakking veral in nou valleie;

- die verskille van spannings in die fondament en die wal;
- die vorming van hoë hidrostatiese oordrukke in materiale wat bo of onder optimum voginhoud geplaas is. Hoë hidrostatiese oordrukke verminder die skuifsterkte en gevolglik die veiligheidsfaktor; en
- sommige materiale soos modderstene en sommige skalies is probleemgronde, waarvan die sterkte-eienskappe met tyd kan verswak.

Waar walle op fondamente wat bros, hoogs samedrukbaar of hoogs-oorgekonsolideerde kleie of skaliekleie met spanning-vervormingkarakteristieke wat met die van die wal verskil, geplaas word, moet oorweging aan die volgende geskenk word:

- verhoging van die aanbevole veiligheidsfaktor. Hierdie manier is egter 'n duur oplossing. Die vraag naamlik watter veiligheidsfaktor aanvaar moet word, bestaan dan ook. Hierdie dilemma kan akkuraat en goedkoop met die hulp van eindigelementmetodes opgelos word; en
- gebruikmaking van skuifsterkte-waardes vir die wal wat bepaal is teen spannings wat in die fondament van toepassing is. Hier weer is die beste oplossing die gebruikmaking van nie-liniêre elastiese analises.

Die omvang van bogenoemde belangrike faktore kan die beste geanaliseer word by die bepaling van spannings en vervormings soos in die nie-liniêre eindigelement metode bereken.

6.3.6 Dinamiese kragte

'n Aanduiding van die verspreiding van voorkoms en die grootte van dinamiese kragte in Suid-Afrika is in Fernandez (1973) beskryf. Hierdie studie behoort egter uitgebrei te word. Die tegnieke vir die inagneming van dinamiese kragte is weens die veranderlikheid en die kompleksiteit van vulmateriale nie gesofistikeerd ontwikkel nie. Oosthuizen (Oosthuizen, 1986) het voorstelle gemaak dat dinamiese ontledings slegs gedoen moet word wanneer:

- die wal of fondament aan vervloeiing onderhewig is;
- hidrouliese vulmateriaal gebruik is of wanneer die dam nie goed gebou is nie;
- fondamentrots-versnellings 0,2g oorskry;
- grondwalhellings platter as 1:3 is;
- statiese hellingstabiliteitmetodes hellings platter as 1:5 aantoon, (behalwe in die geval van oppervlakglippe en vir vinnige aftrekgevalle);
- vryboord minder as 2 tot 3% van die hoogte is, volgens die Interagency Committee "SOD" (1985).

Verder stel Oosthuizen voor dat vier aspekte by vuldamme en hul fondamente saam met die inagneming van dinamiese kragte ondersoek moet word, naamlik:

- vervloeiing;

- hellingstabieleit (opbou van hidrostatiese oordruk en swigting na aardbewing);
- kraakpotensiaal; en
- vassakkings.

Alhoewel vervoeling nie eintlik 'n bekende probleem in Suid-Afrika is nie, kan hidrostatiese oordrukke tydens aardbewings opgewek word. Aangesien meeste grondmateriale permeabiliteite van 0,00005 cm/s en minder het en volgens Bolognesi (1981), slegs permeabiliteite van 1 cm/s of meer voldoende dreinerings teen hidrostatiese oordrukke wat opbou verseker, is hierdie 'n feit om mee rekening te hou. Daar bestaan egter nog min gegewens oor hierdie aspek. (Sien paragraaf 2.3.3)

Ten opsigte van hellingstabieleit kan gesê word dat aardkokversnellings in ag geneem moet word en dat dit volgens Japanese ondervinding in die orde van:

- 4 maal/100m (in hoogte) vir horisontale versnelling is; en
- 2 maal/100m (in hoogte) vir vertikale versnellings is (Oosthuizen, 1986).

Die Bureau of Reclamation (1984d) toon faktore wat in 'n dinamiese ontleding in ag geneem moet word aan en bepaal ook prioriteite vir so 'n analise.

Seed (1979) toon verskillende oorwegings aan vir die bepaling van stabieleit tydens aardbewings.

Kraakvorming en vassakkings kan slegs deur eindigelementprogramme soos in die volgende paragraaf omskryf, ontleed word.

6.4 ONTLEDINGS TEN OPSIGTE VAN SPANNINGS EN VERVORMINGS

6.4.1 Metodes

Die term "eindigelement" is in 1960 die eerste keer deur Clough gebruik, en die metode het sedertdien ontwikkel tot seker die belangrikste hulpmiddel vir die bestudering van spannings en vervormings in ingenieurstrukture. Die metode is vandag goed gedokumenteer in handboeke soos die van Zienkiewicz en Bathe. (Bathe, 1982); (Zienkiewicz, 1964) (Van den Berg, 1985).

Die doel met die gebruik van hierdie metode is om die veiligheid van 'n wal onder die maksimum kragte en met gegewe materiaalsterkteparameters ten opsigte van vassakking, skuifswigting en waterdigtheid te toets. Verder kan die gedrag van die dam tydens werkstoestande ontleed word en die mees ekonomiese ontwerp binne die vasgelegde beperkinge bepaal word.

Ten opsigte van statiese ontledings kan eindigelementanalises in die volgende kategorieë ingedeel word:

- statiese liniêre elastiese ontledings; of
- statiese nie-liniêre ontledings.

Die gedrag van grond kan gewoonlik met behulp van 'n hiperboliese model ten opsigte van die spanning-vervormingverband beskryf word. Die aannames vir die analise kan uit die spanninggeskiedenis van grond soos deur 'n triaksiaaltoets bepaal, verkry word. (Duncan, 1979) Die Poissonverhouding wissel ook met die verandering van spanning. (Lourens, 1985)

Al die benodigde inligting om bogenoemde doel te bereik kan met die hulp van 'n volledige nie-liniêre ontleding bepaal word, maar die volgende moet onthou word: (ICOLD, 1978)

- data (die sterkte word deur baie parameters beskryf) vir die nie-liniêre ontleding neem langer om te bekom, of is nie beskikbaar nie;
- die koste van 'n nie-liniêre ontleding is in die orde van 5 tot 10 keer die van 'n liniêre elastiese ontleding; en
- die liniêre metodes se antwoorde mag ver uit die kol wees aangesien dit bekend is dat grond en rotsvul nie-liniêre gedrag volg. Verder kan die geometrie ook ander spannings veroorsaak met 'n ander antwoord vir die spanningsverspreiding deur die wal.

Daar word deur die skrywer aanbeveel dat in alle gevalle waar gedreineerde triaksiaaltoetse uitgevoer word, die volumeverandering van die monster onder druk ook in ag geneem word en dat nie-liniêre eindigelement analises uitgevoer moet word.

Met betrekking tot die geometriese aannames ten opsigte van die wal wat ontleed word, kan twee-dimensionele of drie-dimensionele keuses gemaak word. Aangesien die hoofkragte in 'n vuldam en die gevolglike vervorming in 'n stroom-op- na stroom-afrigting plaasvind, kan 'n dwarsnit twee-dimensioneel ontleed word. Spesiale aandag moet egter aan die moontlikheid van die ontwikkeling van trekspannings in die snit en moontlike kraging slegs onder gravitasie-aksie gegee word. 'n Verdere twee-dimensionele ontleding, hierdie keer in die wal-as-rigting, kan uitgevoer word en het vir gravitasiekragte sinvolle resultate gelewer. In die ICOLD-publikasie oor eindigelement-tegnieke (ICOLD, 1978) word dit verder bevestig dat na aanleiding van studies vir bogenoemde geval, daar binne perke ooreenstemming tussen die antwoorde vir twee- en driedimensionele metodes is.

'n Dwarssnit by die onderuitlaat of galery wat in beton gebou word kan ook in 'n twee-dimensionele vlak ontleed word. In teenstelling met die ontleding van betondamme waar die ontleding oor die brosheid en die moontlikheid van krake in die beton asook die moontlike swigting in die swakker fondament gaan, gaan dit by gronddamme oor vassakking tydens werktoestande. Hierdie deformasies is, in die geval van grondwalle, baie groter as in die betondamgeval. Die veiligheidsfaktore teen die swigting onder druk is baie kleiner en die

grondmateriaal kan in die nie-liniêre toestand wees wat nie vir betondamme toelaatbaar is nie. Trekspannings behoort in die geval van grondwalle tot 'n minimum beperk te word, maar daar moet onthou word dat 'n mate van selfherstel ook moontlik is. (ICOLD, 1978)

Die hoofvoordeel in die gebruik van spannings en vervormingsmetodes ten opsigte van die ontleding van vuldamme is dat die invloed van 'n variasie in grondmeganiese eienskappe op spannings en vervormings, die grootte-orde van vassakkings asook die veiligheidsfaktor teen skuifswigting voorspel kan word. Die ligging van 'n glijvlak kan ook voorspel word (Simposium 1986). Dit gee vir die ontwerper 'n aanduiding van hoe om die beskikbare materiale in die wal te versprei en te gebruik. Verder kan dit vir die ontwerper 'n aanduiding gee van die grootte van die spannings sodat laboratoriumtoetse teen realistiese waardes uitgevoer kan word.

Die spannings en vervormings in 'n vuldam kan vir die konstruksieperiode voorspel word deur die rekenaarprogram FEADAM ("A computer Program for Finite Element Analysis of Dams"), 'n eindigelementprogram wat deur Duncan ontwikkel is, toe te pas. (Duncan, 1980) Die nie-liniêre en spannings-verwante spanning-vervormingkarakteristieke is met behulp van 'n hiperboliese model van Duncan ontwikkel. (Simposium, 1986). Poriëdrukke en temperatuurbelasting word nie hanteer nie. (Van den Berg, 1985) Nege grondmeganiese parameters moet vir die gebruik van die program beskikbaar wees. Die moeilikste parameters kan egter met 'n gewone triaksiaaltoetsapparaat wat effens gewysig is om volumeveranderinge ook in ag te neem, bepaal word. Die program is sensitief vir 'n klein verandering in die parameters omdat die spannings dan drasties verander.

Volgens O'Conner kan hierdie metode uitgebrei word sodat vervormings en spannings tydens die eerste volwordperiode bereken word wanneer materiale verswakking weens benatting ondergaan soos deur Nobari en Duncan beskryf (Simposium, 1986) In 'n rotsvulwal is dit byvoorbeeld bewys dat die stroom-opsone verplasinge onder hierdie toestand ondergaan en later wanneer die kern met hidrostatische drukke weens deursyfering belas is, die stroom-af sone beweeg. Verdere navorsing is egter nodig.

'n Ander program wat gebruik kan word, is die Duitse STATAN-program. (STATAN-PROGRAM, 1987) Hierdie program kan gebruik word om alle bogenoemde resultate te bekom en is ook uitgelê om skuifelemente in ag te neem. Hierdie aspek is veral belangrik by die wal-fondamentkontak of by die oewers wat uit byna vertikale hellings bestaan. Die program is ook toegerus om ankers vir versterking te ontleed of nate in fondamente in ag te neem.

6.4.2 Hidrouliese breukvorming

Tydens die vulling van 'n dam (veral die eerste vulling) kan daar 'n horisontale kraak weens deursyplingdruk ontwikkel wat tot lekkasie en 'n breuk aanleiding kan gee. Hierdie verskynsel staan as hidrouliese breukvorming bekend en is die eerste keer deur Kjaernsli en Torblag, (Sherard, 1986), as 'n toestand beskryf wat kan ontstaan as die vertikale druk van die grond minder as die horisontale

druk van die deursypelingswater is. Sedert daardie tyd het Penman ontdek dat breukvorming plaasvind wanneer die hidrostatische oordruk tussen die totale groot- en kleinhoofspannings lê. Hierdie breukmoontlikheid kan slegs deur middel van die gebruikmaking van die eindigelementmetode bepaal word. Sherard het 'n hele paar gevolgtrekkings uit sy ondervinding gemaak, waaronder: (Sherard, 1986)

- Daar is voldoende bewys dat gekonsentreerde onopsigtelike lekkasie algemeen deur ondeurlaatbare sones van grondwalle plaasvind, ook wanneer die walle nie aan differensiële vassakking onderhewig is nie. Gewoonlik veroorsaak hierdie gekonsentreerde lekkasie nie erosie nie, enersyds omdat die snelheid van lekkasie laag is en andersyds omdat die lek in 'n effektiewe filterstelsel uitmond. Na 'n tyd word die lekkanaal vervorm deur swelling en versagting van die materiaal aan die wande van die kanaal. Gewoonlik is hierdie lekkasie nie van buite sigbaar nie en word die lekkasiekanaal met tyd verstop; en
- in die geval van kleiner damme waar skoorsteenfilters soms nie gebruik word nie en waar dispersiewe gronde of swak gekompakteerde gronde probleme veroorsaak, kan die lek aan die stroom-afhelling sigbaar raak en kan die wal deur middel van progressiewe erosie swig.

Maksimovic (Maksimovic, 1973) het verdere studie na die beste posisie vir 'n kleikern ten opsigte van stabiliteit en hidrouliese breukvorming in 'n rotsvalwal uitgevoer. Volgens die resultate van 'n elastiese ontleding met die hulp van eindigelementtegnieke is dit bevind dat 'n matige skuins kern na stroom-opvoordele bo 'n vertikale simmetriese kern het. (vermindering in groothoofspannings as 'n gevolg van vassakking van die kern met verwysing tot die aangrensende sones). Die optimum posisie van die kern soos by die kern-aangrensende kontak gedefinieer is tussen 0,5 horisontaal tot 1,0 vertikaal en 0,6 horisontaal tot 1,0 vertikaal bevind.

Hidrouliese breukvorming kan ook in die lang termyn plaasvind byvoorbeeld waar 'n stywe dop om 'n samedrukke kern gebou is. Lae spannings ontwikkel in die kern omdat dit aan die dop "hang". Waterdruk veroorsaak dan 'n drukbars. (Lourens, 1987)

Wanneer water agter 'n wal styg is die volgende stadia onderskeibaar: (Nobari, 1972)

- die waterbelasting op die kern veroorsaak druk na onder en in 'n stroom-afrigting;
- die waterkrag op die stroom-opfondament veroorsaak stroom-opbeweging en beweging na onder;
- die dryfkrigte in die stroom-op gedeelte veroorsaak ophigkrigte en 'n rotasie na stroom-af; en
- indien die stroom-op gedeelte swig en benat word, vind stroom-af beweging en stroom-af rotasie plaas.

Hierdie bewegings kan tot kraakvorming lei en kan slegs deur middel van eindigelement-ontledings ontleed word.

Nobari (Nobari 1977) het in 1977 'n omvattende eindigelementstudie na hidrouliese breukvorming gedoen en die volgende gevolgtrekkings gemaak:

- die moontlikheid van hidrouliese breukvorming is groter by hoër damme as by kleiner damme;
- die moontlikheid van hidrouliese breukvorming kan verminder word deur die volgende te doen:
 - (i) die kern wyer te maak;
 - (ii) die kern in 'n gesoneerde wal by 'n laer waterinhoud te kompakteer;
 - (iii) oorgangssones te gebruik wat minder styf is as die buitessones; en
 - (iv) 'n skuins kern wat met die bokant stroom-af hel te gebruik.

6.4.3 Vergelyking van ewewigmetodes met eindigelementmetodes.

Adikari (1984, 1985) het in 1984 die gebruik van eindigelement ontledings vir die stabiliteit van gronddamme ontleed. Nadat hy die antwoorde van die eindigelementmetode met dié van die ewewigmetodes vergelyk het, het hy tot die gevolgtrekking gekom dat die eindigelementmetode 'n rasonale basis vir die bepaling van veiligheidsfaktore van grondwalhellings is. Die aanvaardings betrokke by die twee metodes verskil, wat twee benaderings tot die bepaling van stabiliteit gee.

Wright (1973) het kritiek oor die ewewigmetodes gelewer en 'n basis geskep waarvolgens die veiligheidsfaktore soos deur hierdie metodes bereken met die van die eindigelementmetode vergelyk kon word.

Die kritiek was soos volg:

- Arbitrêre aannames in verband met die normaalspannings op die skeurvlak word in 'n staat van statiese ewewig gebruik sonder om die spanning- en vervormingkarakteristiek van die grond in ag te neem;
- in die ewewigmetodes (Bishop vereenvoudigde metode, Morgenstern en Price en Junbu) word aanvaar dat die veiligheidsfaktor vir elke element dieselfde is. Hierdie geval is vir die glijgeval waar, wanneer die veiligheidsfaktor gelyk aan 1 is vir elke element, maar nie in die staat van ewewig nie; en
- van die metodes bevredig nie alle vorme van ewewig nie byvoorbeeld momente-ewewig. (Sien tabel 15 – 22)

Nieteenstaande hierdie teoretiese verskille het die veiligheidsfaktor vir alle bogenoemde metodes vir dieselfde geval op naastenby dieselfde waarde

uitgewerk. Dit het daarop gedui dat die metodes die korrekte of akkurate waarde gegee het.

Wright het gevolglik normaalspannings gebruik en liniêre en nie-liniêre eindigelement-metodes ingespan om die vereenvoudigde Bishop-metode te evalueer.

Ten spyte van sy kritiek oor die ewewigmetodes het Wright tog na hierdie studie die gevolgtrekking gemaak dat geen metode groot foute inhou nie.

Duncan (Duncan 1970) het ook Wright se Ph. D.-tesis oor hierdie onderwerp ontleed om die verskille van die gewysigde Bishop-, Janbu-, Spencer- en Morgenstern en Pricemetodes vas te stel. Van sy belangrikste gevolgtrekkings is soos volg:

- indien alle ewewigtoestande in ag geneem is (soos in die Janbu, Spencer en Morgenstern en Price-metodes), is die grootte van moontlike onakkuraathede baie klein. Die antwoorde verskil met tot 5%. Die Morgenstern en Price-metode het die voordeel dat sykragte in ag geneem en in grootte verander kan word; en
- die Gewysigde Bishop-metode is 'n akkurate metode vir die analise van sirkulêre glijvlakke.

Lourens toon egter aan dat nadat daar reeds swigting in die fondament plaasgevind het, maar nie in die wal nie, die kruinsterktes van die fondament nie meer geld nie, maar wel 'n verminderde sterkte wat dan saam met die wal se sterkte moet ageer. Lourens beveel vir hierdie dilemma aan dat spannings en vervormings bepaal moet word en dat kraakvorming en die invloed van water daarin asook ander aspekte soos die hoogte van konstruksie voordat swigting begin ontstaan, in aggeneem moet word. (Lourens, 1985)

Vir die herstel van bestaande damme waar daar met ander woorde swigting plaasgevind het, is hierdie metode van ontleding dus 'n vereiste.

6.4.4 Aanbevole metodes

Ten opsigte van ewewigsmetodes:

Die vereenvoudigde Bishopmetode wanneer die verwagte glij sirkulêr van aard is en 'n toets met die wigmetode word in Suid-Afrika as 'n sinvolle metode vir damme, aanvaar. Uit bogenoemde blyk dit dat enige metode aanvaarbaar is, dit moet net met insig en versigtigheid toegepas word. Die wigmetode moet egter saam met die sirkulêre metode gebruik word.

Ten opsigte van eindigelementmetode:

Om 'n beter begrip vir die verspreiding van spannings en vervormings, veiligheidsfaktor teen skuifswigting en vassakking in 'n walstruktuur te kry, is dit nodig om van hierdie metode gebruik te maak. Daar word deur die skrywer

aanbeveel dat spannings en vervormings in die volgende gevalle bepaal moet word:

- Vir damme met 'n hoogte hoër as ongeveer 50m aangesien volumeverandering en greingrootteverandering dan 'n rol speel;
- in die geval van bestaande damme wat herstel moet word nadat swigting reeds gedeeltelik plaasgevind het;
- in die geval van vassakbare materiaal in die fondament;
- in die geval van 'n vinnige tempo van plasing en waar hidrostatiese oordruk in die vulmateriaal kan ontwikkel;
- waar differensiële vassakking 'n rol speel; en
- waar die vorm van die walterrein dit noodsaak, byvoorbeeld 'n baie steil oewerhelling.

Daar moet nog navorsing gedoen word om die fondament/wal-kontak te simuleer en die korrekte gedrag te voorspel.

Daar word deur die skrywer voorgestel dat eindigelementstudies nie in isolasie gebruik sal word nie, maar dat die ewewigsmetodes altyd ook uitgevoer sal word. Die insameling van verteenwoordigende monsters vir toetse is ook van die uiterste belang aangesien die antwoord so goed soos die invoering van die korrekte monsterresultaat in die relatief betroubare ontledingsmetode sal wees.

6.5 VASSAKKING

Vassakking in 'n vulwal kan onderverdeel word in primêre vassakking tydens konstruksie en sekondêre vassakking daarna. Die metode van bepaling van vassakking is reeds in paragraaf 8.3.3 en in hierdie hoofstuk bespreek. Die ordegrootte van vertikale vassakking in goedgekompakteerde materiaal is ongeveer 1 tot 2 persent, maar vassakking kan in sommige gevalle byvoorbeeld waar goeie verdigting nie verkry is nie en waar die fondament ook vassakbaar is meer wees – soms tot 5% van die hoogte. (Beplanning, 1982)

6.5.1 Monitering van vassakking

Onverwagte vassakking in 'n vertikale rigting of beweging in 'n horisontale rigting is die duidelikste “simptoom” van foutiewe gedrag van 'n vulwal. Daarom moet vassakkingsbakens op die kruin van die wal op gereelde afstande – ongeveer 30 m uitmekaar – geplaas word of in probleemgebiede voorsien word. Hierdie bakens bestaan uit 'n pen in 'n betonblok. 'n Hellingsglijp, beweging van materiaal in die fondament of dergelike probleme kan dan betyds met gereelde monitering voorspel word.

EROSIEBEHEER TEN OPSIGTE VAN HELLINGSBESKERMING VAN GRONDWALLE

7.1 INLEIDING

Grondwalle is ten spyte van goeie verdigting nie teen erosiekragte van stormwater en watergolwe bestand nie. Indien stormwater nie sinvol gekanaliseer of weerstand daarteen gebied word nie, vorm vore en gate wat met tyd die ondermyning van die wal kan veroorsaak. Die vernietigende uitwerking van golfaksie op grondflanke verdien spesiale vermelding. Die metodes van erosiebeheer word in hierdie paragraaf bespreek.

7.2 TEEN STORMWATER

Die aanplant van gras soos kikuju teen die helling, is van die mees ekonomiese alternatiewe en dit pas gewoonlik goed by die omgewing aan. Natuurlike grassoorte kan ook gebruik word. Die plasing van 'n lagie ongekompteerde bogrond op die helling voordat gras geplant word, word nie aanbeveel nie omdat oppervlaktglippe daarin kan plaasvind. 'n Beter en gewoonlik goedkoper metode is om kunsmis in die buitenste geplaasde laag in te werk (of in te saai) voordat die saad gesaai of gras aangeplant word. Spesiaal-gemengde grond wat verdig kan word en geskik is vir die groei van gras, kan ook geplaas word. Noukeurige nasorg moet by die vestiging van die gras getref word sodat erosie nie byvoorbeeld ten tye van benatting plaasvind nie.

Waar stortklip nie teen die stroom-opkant geplaas word nie soos in die geval van sommige kategorie I-damme, moet gras oor die kruin en vryboordgebied aangeplant word sodat stormwater- en golfaksie nie die wal beskadig nie.

Vir die vestiging van 'n goedverspreide laag moet die volgende kriteria vir die seleksie van gras gevolg word:

- daar moet vinnige aanvanklike groei vir die bekamping teen erosie wees;
- 'n permanente bedekking moet verseker word. Polgrasse hou byvoorbeeld net grond in sy onmiddellike omgewing vas met grondverlies tussen die polle en moet daarom sover moontlik vermy word;
- die gekose grassoort moet in die heersende klimaattoestande kan groei;
- eenjarige vinnigegroeiende variëteite mag nodig wees om volle grondbedekking te verskaf;

- eenjarige polgrasse moet ingesluit word om 'n aanvulling tot die kruipsoorte te gee en om 'n matras teen spaterosie (soos deur 'n vallende waterdruppel veroorsaak word) te gee;
- in swaar kleie kan stikstof aangevul word deur die aanplant van klawer.

Bogenoemde kriteria kan slegs tot uitvoer gebring word indien goeie onderhoud na aanplanting uitgevoer word. In sommige gevalle behoort 'n permanente besproeiingstelsels geïnstaleer te word. Die voorsiening van berms op hellings teen minder as tien meter vertikale intervalle en die voorsiening van stormwaterdreineringsvore om oormaat reënwater weg te lei en die vorming van erosiekanale teen te werk, is wenslik. Die gebruik van dispersiewe gronde moet vermy word aangesien hierdie gronde oormatig en vinnig erodeer.

In Suid-Afrika is daar groot gebiede waar die reënval te laag is vir die vestiging van gras. In hierdie gevalle behoort storklip of 'n gruisbedekking gebruik te word. Die vestiging van groot bome en struikie moet egter nie toegelaat word nie, aangesien die wortels daarvan nie alleen grondvog onttrek en sodoende die grondmateriaal laat kraak nie, maar ook deur wortelgroei tunnels in die grond vorm wat wanneer die boom vrek pypvorming kan aanhelp. Bome kan ook in groot storms omgewaai word en daar kan dan gate ontbloot word wat tot verspoeling en moontlik tot die breek van die wal kan lei. (United States Interior, 1980)

In die bedryfs- en onderhoudshandleiding behoort spesiale nasorg betreffende diere wat die wal kan beskadig ook voorgeskryf te word. Mierneste, tunnels van rotte en ander delwers kan aansienlik skade aanrig.

7.3 TEEN WATERGOLWE

Die stroom-ophelling moet oor die langtermyn teen die groter erosiekrag van golwe beskerm word. Die volgende metodes kan gebruik word:

- storklip;
- plat helling;
- betonblaai;
- grondsement; en
- sintetiese materiale.

Aangesien hellingsbeskermingsmateriaal aan erosie-elemente blootgestel word, moet dit van 'n baie goeie gehalte wees. Hael en sonlig kan groot skade aan sintetiese materiale aanrig, terwyl betonblaai geneig is om op te lig. Die ander metodes is meer aanvaarbaar.

7.3.1 Stortklip

Stortklip is 'n groot, goedgegradeerde kliplaag wat op gruis- en sandlae bo-op die grondhellings gestort word. Die groepering en gradering van die materiale moet so wees dat die fyner partikels van die een nie deur die ander filtermateriaal gespoel kan word nie. Filterkriteria is ook hier van toepassing.

Die berekening van die stortklipgrootte kom daarop neer dat die diepte van golwe in die dam bereken word en dat die massa en grootte van die benodigde klip daarvandaan herlei word. (SANCOLD, FREEBOARD, 1988) Die grootte van golwe word vanaf voorspelde windsnelhede en die effektiewe stryklengte van die wind oor die watermassa bepaal. Met hierdie inligting bekend, kan 'n formule gebruik word om die benodigde massa van klip en die benodigde klipgrootte te bepaal.

Die golfhoogte kan deur middel van die metodes soos in paragraaf 8.3.2 aangedui verkry word.

Die formules waarvolgens die gemiddelde grootte klip gekry kan word is soos volg: (Van Rooyen, 1978)

$$W_{50} = \frac{\rho H^3}{0,6(R-1)^3 \cot \alpha}$$

waar W_{50} = Massa van gemiddelde klip in kg

ρ = Digtheid van klip in kg/m^3

H = Hoogte van golf in m

R = Relatiewe digtheid van klip

α = Hoek wat helling, waarteen klip gestort word, met die horisontaal maak ($^\circ$)

Die dikte van die laag = $2D_{50}$

Die gradering van stortklip word soos volg bepaal:

1. W maksimum = $4W_{50}$

2. W minimum = $0,25 W_{50}$

Die verhouding tussen massa en gemiddelde diameter (m) van die rots word gegee deur:

$$W_{\text{rots}} = 0,6 D^3 \rho$$

waar D = gemiddelde diameter van die rots in m.

Stortklipgrootte wissel van plek tot plek. Die grootste grootte van die stortklip wissel gewoonlik tussen 400-600 mm vir klein damme en tot 1,1m vir groter damme. Die klippe moet goed gegradeer wees en spesiale aandag moet aan die plasing daarvan gegee word omdat die klippe kan segregeer. Handgepakte klippe is byvoorbeeld 'n onaanvaarbare metode omdat kleiner klippe deur die openinge tussen gepakte rotse uitgespoel kan word. 'n Praktiese wenk is om rotsvul te plaas soos die wal na bo gebou word. Die gruislaag wat gebruik word se dikte is gewoonlik in die orde van 300mm, maar kan vir klein damme tot 150mm verminder word. Die volgende diktes kan gebruik word:

TABEL 26

MINIMUM DIKTES VAN FILTERLAE ONDER STORTKLIP (Sherard 1963)

Golfhoogte(m)	Minimum dikte (m)
0-1	0,150
1-2	0,225
2-3	0,300

7.3.2 Plat hellings

Vir die beskerming van die stroom-ophelling teen branders word die metode van platter hellings aanbeveel. Platter hellings as 1:8 tot 1:12 blyk voldoende te wees. Waar die langste stryklengte kleiner as 200 m is, word die steilste helling van 1:4 as aanvaarbaar aanbeveel. (Beplanning, 1982)

7.3.3 Betonblaaie

Alhoewel bestand teen wind en weer is betonblaaie geneig om op te lig. Voldoende aandag moet aan die onderste gruislaag (stutlaag) ten opsigte van dravermoë en dreinerings geskenk word. Verder moet uitwassing van fondamentmateriaal teengewerk word. Uitwassing vind gewoonlik deur die lasse plaas. Volgens die boek "Design of Small Dams" (Bureau, 1973), is aaneenlopende (met ander woorde ononderbroke) betonblaaie meer effektief. Daar moet egter met die krimp van beton rekening gehou word. Betonblaaie van diktes tussen 150 mm en 200 mm met bewapening in beide rigtings het goeie resultate opgelewer.

7.3.4 Grondsement

Ten spyte van die feit dat grondsement 'n star membraan vorm kan dit as hellingsbeskerming op versakbare grondwalle (maar gekompakteer) toegepas word.

Grond en sement word gewoonlik eers gemeng voordat water so na aan optimum voggehalte ingemeng en die mengsel teen maksimum droë digtheid in dun horisontale lae van ongeveer 150 mm dik gekompakteer word. Die hoeveelheid sement wat bygevoeg word, moet in die laboratorium bepaal word, maar is in die orde van 8% tot 14% van die massa. Die plasingmetode bestaan daaruit dat grond met sement gemeng word en dat die optimum vog volgens die Standaard Proctor-standaard toegedien word waarna die mengsel teen 95% van die maksimum droë digtheid gekompakteer word – dieselfde soos vir die normale kompaksie van grond by grondwalle. Spesiale voorsorg vir die meng van die materiale moet getref word. Die verdigting van grondsement moet so gou moontlik na die mengproses geskied en geplaasde lae moet vir 3 tot 72 uur na plasing nie versteur word nie, aangesien dit beskadig kan word. Daar is dus een van twee opsies naamlik om onverpoosd of met drie-dagintervalle te plaas. In eersgenoemde metode is die verbinding tussen lae beter.

Die geplaasde laag wat by gronddamme weens konstruksiebeperkings oor die dunste afstand gemeet ongeveer 600mm dik is, het die eienskap dat dit kraak en gevolglik deurlaatbaar is. Nabehandelingaksies verminder die kraakwydtes, maar vir gronddamme waar grondsement vir hellingsbeskerming aangewend word, is oppervlakkraakvorming nie van beduidende belangrikheid nie. (Kays, 1977)

Die sterkte wat bereik word, mag tussen 3 en 15 Mpa varieer na gelang van die eienskappe van die grond.

Rolbeton is nog nie aangewend nie, maar behoort ook hier aangewend te kan word, aangesien die sementinhoud minder as grondsement is en dit dus goedkoper geplaas kan word.

'n Spesifikasie vir die plasing van grondsement is in aanhangsel A van hierdie verslag aangeheg.

7.3.5 Handgepakte klipbestrating

In plaas daarvan dat stortklip gestort word, kan klippe ook met die hand gepak word om dieselfde funksie as die stortklip te vervul. Handgepakte klipbestrating het gewoonlik 'n gladder voorkoms as stortklip en word soms weens voorkomsredes verkies. Die volgende nadele van hierdie metode is egter bekend:

- die koste verbonde aan die plasing van die bestrating is gewoonlik hoog. Hande-arbeid moet gebruik word om die rots finaal gelyk te pak; en
- aangesien die laag nie goed gegradeer is nie, kan die onderliggende materiaal (grond of gruis in ingeval van filtermateriaal) uitgewas word weens golfaksie van water tussen die klippe deur.

Hierdie metode word tans nie in Suid-Afrika gebruik nie, maar vir kleiner damme kan die volgende ontwerp kriteria gebruik word soos uit "Design of Small Dams" (Bureau, 1973) ontleen:

- die dikte van die laag moet ongeveer minstens die helfte wees van wat dit vir 'n stortkliplaag sou wees en in elk geval dikker as 300 mm;
- minstens twee-derdes van die buite-oppervlak moet bestaan uit klippe wat minstens so dik as die laag is; en
- reghoekige, blokvormige klippe wat ineengeskakel gepak kan word lewer beter resultate as ronde of onreëlmatige rotse. Hierdie klippe moet liefers nie plat gepak word nie, maar op hul sye.

7.3.6 Betonblokkies

Betonblokkies kan as alternatiewe hellingsbeskermingsmateriaal gebruik word waar stortklip nie ekonomies of beskikbaar is nie. Daar kan tussen drie soorte betonblokkies onderskei word, naamlik: (Elges, 1973)

- "*S.F. Roadstones*" Hierdie blokkies bied slegs ineenskakeling in die horisontale rigting;
- "*Deckwerkstene*" Hierdie blokkies is van so 'n vorm dat dit ineenskakeling in die horisontale en vertikale rigtings bied; en
- *grasbetonblokkies* wat gate het waarin gras geplant kan word. Hier is die toepassing veral waar kleiner golwe soos in die geval by kleiner

damme voorkom. Dit is belangrik om daarop te let dat hierdie blokkies eers met grond gevul en met gras beplant moet wees voordat dit effektief is. Onopge vulde blokkies bied hoë weerstand teen die vloei van water en mag so beskadig word. Die kant waar vloeiende water die gebied wat met blokkies playei is, betree, moet deeglik met 'n swaar nie-erodeerbare materiaal soos beton bedek word sodat onderindringing nie kan plaasvind nie.

Die volgende eienskappe is belangrik:

- die dikte van die blokkies moet 150 mm en 100 mm met 'n toleransie van 3 mm vir die stroom-op en stroom-af helling respektiewelik wees;
- die minimum massa moet 20 kg en 14 kg vir die stroom op helling en die stroom af helling wees. Die maksimum gewig is 34 kg;
- die maksimum openinge tussen blokke wanneer hulle gelê is, is 4mm aan die stroom-op en 6mm aan die stroom-af kant; en
- 'n filterlaag van 200mm dik wat uitwassing van die materiaal van die grondwal verhoed, moet onder die blokkies geplaas word.

Hierdie hellingbeskermingsmetode is veral gewild omdat kurwes in die wal in enige rigting baie maklik hanteer kan word. Indien gate ontstaan, kan dit met beton opgevul word. Voldoende dreinerings moet egter voorsien word sodat hidrostatiese druk veral tydens reënstorms nie die blokkies lig nie. Dit is ook raadsaam om glylasse by die kruin van die wal tussen die horisontale vlak en die hellingsvlak te voorsien sodat vassakkingsbewegings geakkomodeer kan word. Groot skaalse plaaslike vassakking van blokkies kan tot swigting lei aangesien vloeiende water dan teen ontblote oppervlaktes bots. Verder kan 'n verstopte filterstelsel ook ramspoedige swigtings tot gevolg hê.

Dit wil voorkom of die teorie van die werking van blokkies soos armorflex nog nie volledig uitgewerk is nie en dat daar vanaf basiese beginsels en aanvanklike studies 'n antwoord vir die toepassing uitgewerk moet word. (Rooseboom, 1988)

7.3.7 Bitumen

Die gebruik van bitumenmengsels vir die beskerming van damoewers sal waarskynlik in Suid-Afrika nie groot aftrek kry nie, aangesien dit redelik duur is. Indien die dam egter van 'n waterdigte membraan, anders as 'n kleikern voorsien moet word, word die gebruik van bitumen (of asfalt) 'n ekonomiese moontlikheid.

Twee verwysings waarin die gebruike van bitumen en asfalt in hidrouliese strukture baie goed geïllustreer word, is "Bitumen in Hydraulic Engineering", Volume 1 en 2 deur Bann van Asbeck. (Van Asbeck, 1964 en Hock, 1982)

7.3.8 Skanskorfmatrasse

Hierdie metode bestaan daaruit dat mandjies wat van draadmaas gemaak word, met klippe gevul word om as walbeskerming te dien. Die mandjies word op die helling wat dit moet beskerm, geplaas.

Weens die hoë energie-inhoud van golwe op damme en die lae sterkte van draadmaas teen erosie weens dinamiese kragte is hierdie beskermingsmetode nie by damme effektief nie en word dit nie vir gebruik aanbeveel nie. Ten spyte van voorskrifte soos dat die klipgroottes ten opsigte van die openinge reg gegradeer en dat mandjies geanker moet word, het hierdie metode nie goeie vrugte afgewerp nie.

8

VLOEDBEHEER: RIGLYNE EN PRAKTYKE

8.1 DOEL EN SOORTE VLOEDUITLOPE

Die doel van vloeditlope is om vloedwater op 'n veilige manier verby 'n damwal te kanaliseer. Vloeditlope kan soos volg ingedeel word:

- oppervlakoelope wat weer onderling in beheerde (met hekke) of onbeheerde uitlate ingedeel kan word; en
- onderuitlate wat die uitlaat van vloedwater tydens konstruksie en daarna of ander funksies soos toegang, uitlaat van water vir stroomafgebruikers, aftrek van die watervlak of voorsiening van water daarmee gekombineerd ten doel het.

In die geval van betonwalle (of in die geval van 'n saamgestelde dam met 'n sentrale betonoorloop) kan water gewoonlik in die riviergedeelte bo-oor 'n betonoorloop gekanaliseer word. Hierdie geval is omvattend deur Kroon (Kroon, 1984) bespreek. Vir vulwalle mag vloedwater nie oor die kruin spoel nie en is daar spesiale soorte oorlope wat vir verskillende gevalle gebruik kan word. Daar word gewoonlik van kantoorlope of onderuitlate gebruik gemaak en word sentrale oorlope (oor die wal met energiedempers daarop) bo-oor die grondvulling weens die vassakking van grond met tyd en die gevolglike beweging van so 'n oorloop of vorming van lekkasiekanale daaronder sover moontlik vermy.

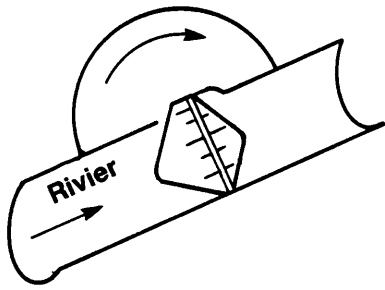
Die volgende oorlope word gewoonlik gebruik:

- Kantoorlope;
- sykanaaloorlope;
- breëkruinstuwalle;
- tregteroorlope;
- onderuitlaatonnels;
- heweloorlope; en
- hulpoorlope.

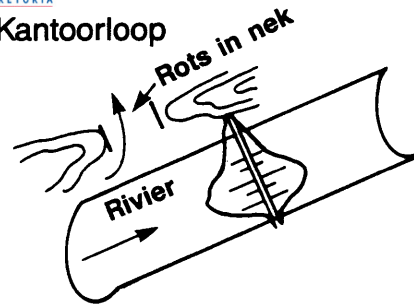
'n Skets van hierdie vloeditlate is in figuur 8.1 getoon.

In hierdie verhandeling word daar gekonsentreer op die ontwerpnorme wat ten opsigte van hidrologiese en hidrouliese oorwegings van oorlope ter sprake is. Die bepaling van ontwerpvlode is volledig in SANCOLD (1986) en Hidro (1985) omskryf. Die detail hidrouliese aspekte is ook nie ingesluit nie.

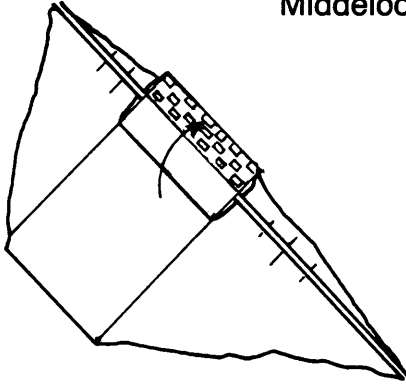
Kantoorloop



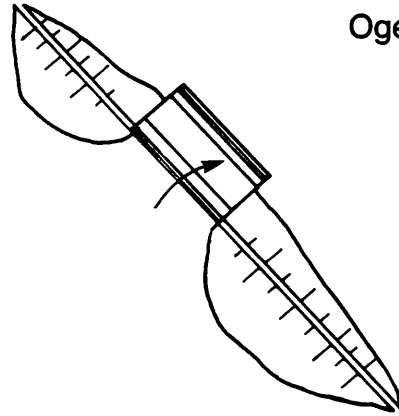
Kantoorloop



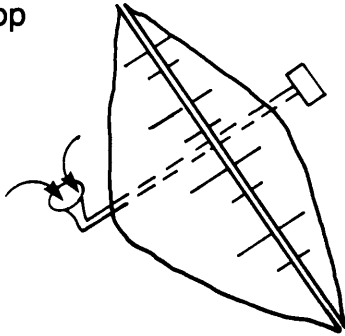
Middeloorloop



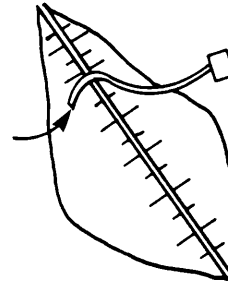
Ogee-oorloop



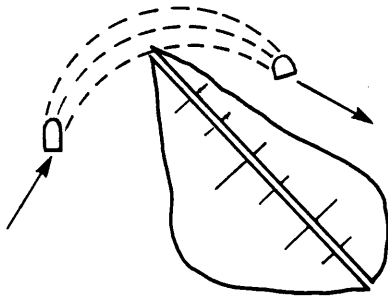
Tregteroorloop



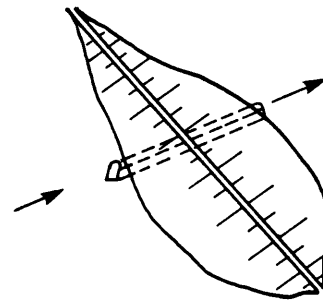
Heweloorloop



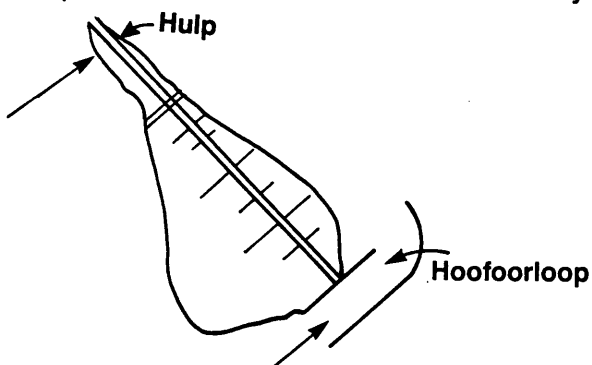
Tonneluitlaat



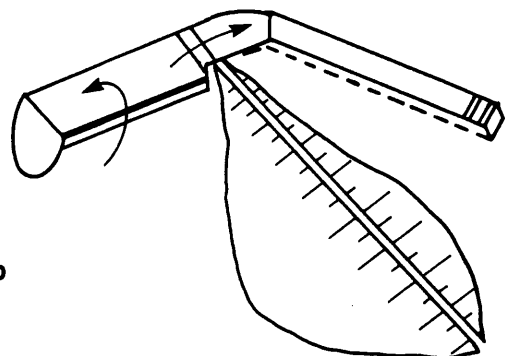
Onderuitlaat



Hulpoorlope



Sykanaaluitlaat



8.2 VLOEDONTWERPKRITERIA

Weens die swak weerstand teen vloedwatererosie van rotsvul en in 'n mindere mate van grondvul, word daarna gestreef dat vloedwater nooit oor die kruin van 'n grondwal spoel nie. Dit word aanvaar dat hellingsbeskermingsmaatreëls voldoende is om erosie weens stormwater en branderaksie teë te werk, maar dat vloedwater nie oor die kruin van 'n vulwal mag spoel nie. Hierdie argument geld vir die maksimumvloed of vir die veiligheidsevaluasievloed vir die verskillende kategorieë van damme soos in SANCOLD se publikasie (SANCOLD, 1986) gedefinieer.

Die kruin van 'n grondwal is boonop weens vassakking of swak konstruksie van grond nie altyd honderd persent horisontaal nie en gebeur dit dat vloedwater tydens oorlooptoestande by die laer plekke konsentreer met sneller erosieresultate daar. Die sone langs 'n betonkeermuur wat stutting aan grondvul verleen dien ook as 'n konsentrasiekanaal vir vloedwater en tel dus onder hierdie kategorie. Die erosie van Loeriedam tydens die oorstroming daarvan dien hier as voorbeeld.

Die absorpsie van 'n vloed in die opgaarruimte bo volvoorraadhoogte, menende daardeur dat die vloedspits verminder en vertraag word terwyl dieselfde volume steeds deurgelaat word, mag in ag geneem word. By kleiner damme is die opgaarruimte bo die volvoorraadhoogte van die dam gewoonlik te klein om enige wesenlike invloed te hê en word dit nie in ag geneem nie. 'n Verdere aanname wat in hierdie verband gemaak word, is dat die dam vol is by die aanvang van die vloed. Indien die vloedabsorpsie-effek minder as 10% is, word dit gewoonlik geïgnoreer.

Die aanbevole minimum waarde vir die ontwerpvoed en die veiligheidsevaluasievloed soos in SANCOLD (1986) aangedui, word in tabel 27 getoon.

TABEL 27

**AANBEVOLE MINIMUM WAARDES VIR ONTWERPVLOEDE (OV)
 IN TERME VAN HERHALINGSPERIODE (JAAR) EN
 VEILIGHEIDSEVALUASIEVLOED (VEV) IN TERME VAN 'N
 FAKTOR VAN DIE STREEKSMAXIMUMVLOED (SMV) EN
 WAARSKYNLIKE MAKSIMUM VLOEDGROOTTES (WMV).**

VLOED	DAMGROOT- TEKLAS	BEDREIGINGSINDELING		
		LAAG	BEDUIDEND	HOOG
OV	Klein	20-50	100	100
VEV	Klein	0,4*SMV 0,2*WMV	0,7*SMV 0,5*WMV	1,0*SMV 0,7*WMV
OV	Middel- slag	100	100	200
VEV	Middel- slag	0,7*SMV 0,5*WMV	1,0*SMV 0,7*WMV	1,5*SMV 1,0*WMV
OV	Groot	200	200	200
VEV	Groot	1,0*SMV 0,7*WMV	1,5*SMV 1,0*WMV	1,7*SMV 1,1*WMV

In die geval van bestaande damme mag daar in uitsonderlike gevalle afgewyk word van hierdie standaard soos in hierdie paragraaf beskryf. Die uitsonderlike gevalle mag die volgende insluit:

- in die geval van kategorie I-damme met ander woorde waar slegs die eienaar en niemand anders skade sal lei indien die dam breek nie. Hierdie geval moet sover moontlik vermy word, want dit mag vir die eienaar van die dam oor die langtermyn nie ekonomies wees nie en verder kan ontwikkeling met tyd onderkant die dam gevestig word wat met 'n lae standaard dam bedreig kan word;
- in die geval waar vertroue in die waarde van die bepaalde vloedhidrograaf gekry is en waar die hidrograaf 'n klein volume het, met ander woorde waar die tyd van oorstroming oor 'n goedgekompakteerde grondwal kort (minder as 20 minute) is; en
- in die geval soos hierbo, maar wanneer die diepte van oorstroming minder as 0,3 m is of die Froude-getal minder as 0,5 is.

Vir die effektiewe werking en verdere veiligheid mag die volgende norme vasgelê word:

(a) Die oorloop moet die aanbevole ontwerpvoed soos in tabel 27 aangetoon kan hanteer. Dit beteken dat die mure en energiedempingsmaatreëls effektief ontwerp moet word sodat geen skade tydens die voorkoms van so 'n vloed aan die struktuur aangerig kan word nie.

(b) Die ontwerpvoed met die nodige vryboord daarmee saam moet sonder oorstroming van enige komponent van die wal in berekening gebring word. Die bepaling van die nodige vryboord is in paragraaf 8.3 getoon. Die veiligheidsevaluasievloed moet sonder vryboord as toets geakkomodeer kan word en geen katastrofiese breuk van die wal moet plaasvind nie. Oorstroming in die geval is aanvaarbaar indien dit kort duur en die diepte van oorstroming min is. Hierdie aspek moet egter nog verder nagevors word.

(c) Die maksimum stilwatervlak mag nie hoër as die bokant van die kern van 'n vulwal wees nie. In die geval van rotsvuldamme moet spesiale voorsorg getref word dat die kern of immers ondeurlaatbare materiaal tot by die kruin van die wal strek. Dit sal verhoed dat vloedwater bo-oor die kern spoel, dit erodeer en/of wegspoel. 'n Ondeurlaatbare laag soos 'n betonelementlaag mag in hierdie geval nodig wees. Weens erosiegevaar moet die kern liefst tot nie-oorloopkruinhoogte gebou word.

(d) 'n Onderuitlaatstruktuur moet weens die moontlikheid dat dit tydens vloedtoestande nie bedryf word nie, nooit as die enigste vloeditlaatstruktuur in die dam geplaas word nie. 'n Onbeheerde vloeditlaat met uitlaatvermoë minstens so groot as die van die tonneluitlaat en gesamentlik minstens so groot as die aanbevole ontwerpvoed moet altyd daarmee saam voorsien word.

(e) 'n Noodwal (breekseksie) moet nooit in werking tree vir vloede kleiner as 1,2 keer die aanbevole ontwerpvoed nie. Die 20% veiligheidsfaktor wat ingereken

word, is om seker te maak dat 'n katastrofiese gebeurtenis nie stroom-af plaasvind by die aanbevole ontwerpvlloed wanneer die seksie breek nie. Noodwalle moet so ontwerp word dat wanneer hulle breek daar nie groter vloede stroom-af plaasvind as wat in die dam instroom nie, aangesien groter skades dan aangerig kan word met gejaardgaande eise.

(f) Die voorsiening van hekke, met ander woorde beheerde oorlope, moet sover moontlik vermy word. In Suid-Afrika met sy wisselvallige reënval word hekke baie min gebruik en moet dit soms binne kort kennisgewing tydens vloedtoestande gebruik word. Die kans dat hierdie hekke buite werking is of nie betyds gebruik kan word nie, is groot en die geskiedenis het die Departement van Waterwese geleer dat die vermyding van die gebruik van hekke beleid geraak het (Simposium, 1986).

(g) Wanneer hekke voorsien is, moet die geval wanneer een of al die hekke tydens vloedtoestande nie funksioneel is, ontleed word. In die geval van voorsiening van 'n noodwal en hekke, is dit raadsaam om die vloedkriteria vir toe-hektoestande so te kies dat die noodwal (en die hoofwal) nie sal breek wanneer die aanbevole ontwerpvlloed die dam bereik nie.

8.3 VRYBOORD

8.3.1 Inleiding

Die doel met die voorsiening van vryboord is om seker te maak dat vulwalle nie oorstrom word deur vloedwater, golwe weens wind, hellingsglippe in die damkom, seismiese aktiwiteit, vassakking van die wal, onsekerhede in die hidrologie, swak bedryf en onderhoud van die dam en die faal in die gebruik van wateruitlaatstrukture nie.

8.3.2 Vryboordkriteria

Die belangrike gevalle is in kriteria gegroepeer en moet getoets word soos in tabel 29 aangetoon. Alle gevalle wat in 'n kriterium soos in tabel 28 ingesluit is, moet gelyktydig bevredig word. Hierdie kriteria is vanuit die konsepvoorstelle SANCOLD (FREEBOARD, 1988) geneem.

Die bepaling van windgolwe vanaf die effektiewe stryklengte is in verwysing SANCOLD (1988) volledig behandel. Die grafieke vir die bepaling van die windhoogtes, windstuwing en oloophoogtes is in figuur 8.2 getoon.

TABEL 28

**KRITERIA-NOMMERS VIR KOMBINASIES VAN
 VRYBOORD-KRITERIA**

NOM- MER	GEVAL									
	VH	AOV	1:20-JAAR	1:25-JAAR	1:100-JAAR	WIND- VLOED	AARDBEWING DAMKOMGLIP	VLOEDUITLOPE		
	(f)	(f)	VLOED	WINDGOLF	VLOED	STUWING	GOLF	GOLF	GOLF	GESLUIT
			(a)				(b)	(c)		
1	X	X		X		X				
2	X	X		X		X	X			
3	X		X		X	X	X			
4	X							X		
5	X	X						X		
6	X	X								X

Notas: (a) In laeveld sikloniese toestande moet 'n bykomende toegewing vir windgolwe gemaak word.

(b) Indien damkomglippe deur oormatige hoë watertoestande veroorsaak word, moet dit in ag geneem word.

(c) Kruihekke en vloeduitlate mag faal.

(d) Vir Kategorie III-damme behoort die kombinasie van vloedtoestande en maksimum windtoestande ook beskou te word.

(e) Die moontlike onakkuraatheid van hidrologiese toestande moet ook hier in ag geneem word.

(f) VH = Volvoorraadhoogte; AOV = Aanbevole ontwerpvoed.

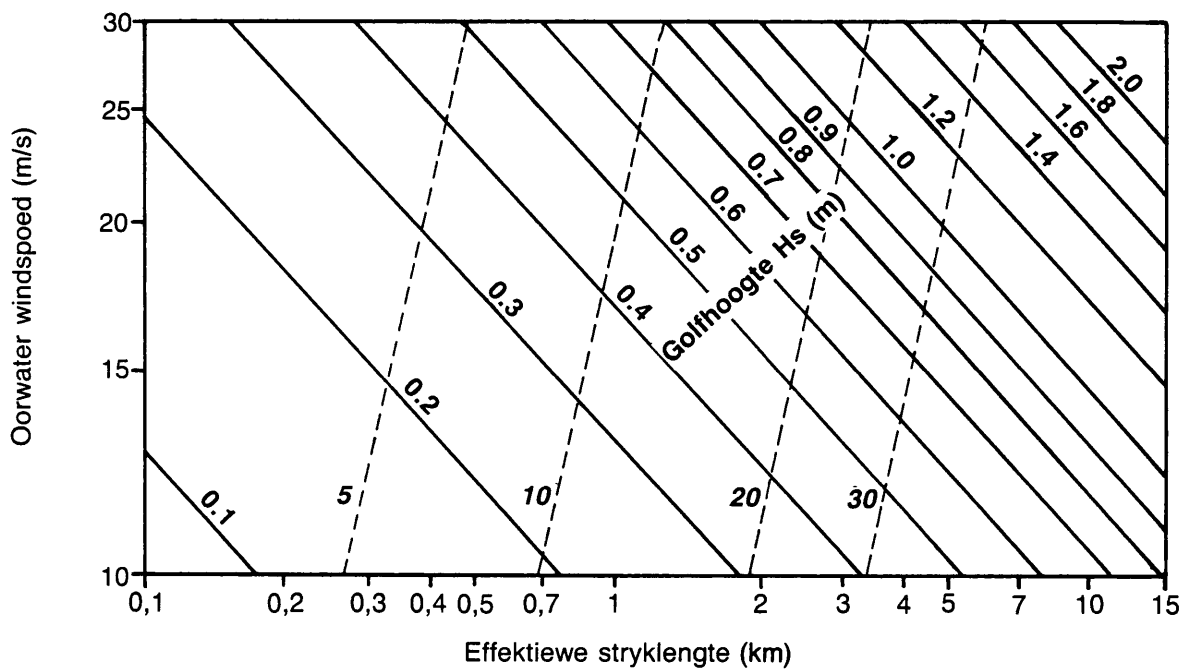
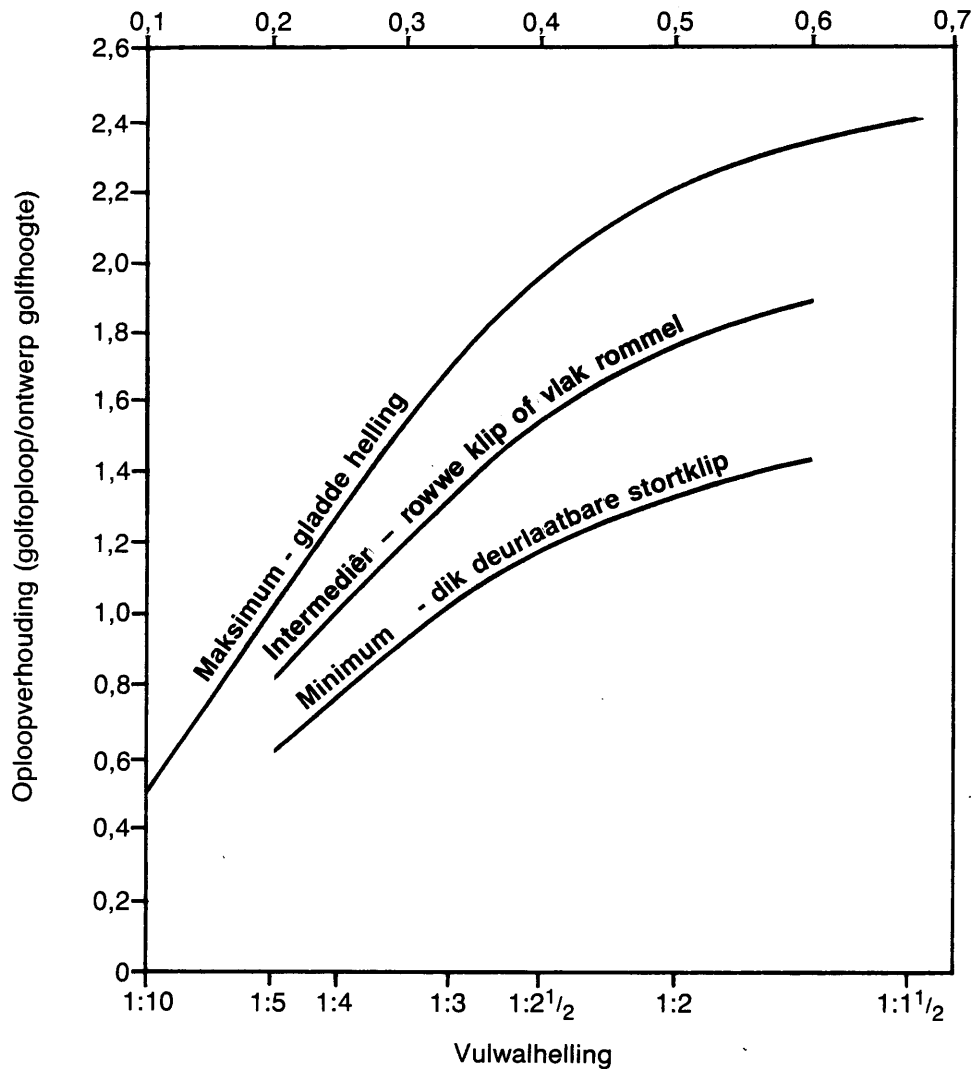
Voorgenoemde gevalle word in terme van die damgrootteklas en die bedreigingsindeling vir ontleding soos volg aanbeveel:

TABEL 29			
AANBEVOLE VRYBOORDGEVALLE (KRITERIANOMMERS IN TABEL 28) WAT IN DIE GEVAL VAN DIE ONTWERPVLOED (OV) (SOOS IN TABEL 27 GEDEFINIEER) TOEGEPAS MOET WORD.			
DAMGROOTTEKLAS	BEDREIGINGSINDELING		
	LAAG	BEDUIDEND	HOOG
Klein ($H < 12$ m)	1	1;6	2;8;
Middelslag ($12 \text{ m} < H < 30$ m)	2;6	2;3;6	2;3;4;5;6
Groot ($H < 30$ m)	2;3;6	2;3;4;5;6	2;3;4;5;6

8.3.3 Vassakking van vulwal en fondament

Daar word gewoonlik voorsiening gemaak vir vassakking van 'n vulwal en sy fondament weens kompressie, deur die kruin tydens konstruksie in 'n geboë vorm na bo te bou. Vir goedgekompakteerde vulwalle en vir fundamente waar geen of geringe styging in poriedrukke tydens konstruksie ondervind is, is die primêre kompressie aan die einde van konstruksie voltooi. Daar word voorsiening gemaak vir enige verdere vassakking in die vorm van sekondêre vassakking. Normaalweg word 1% tot 2,5% van die hoogte van die vulgedeelte as prakties aanvaar. Die vassakkingsdiepte kan met eindigelementegnieke vasgestel word. Die kruin van bestaande damme moet vir uitermatige lokale vassakking ondersoek word om sodoende voorsorg te kan tref dat vloedwater nie op hierdie plekke kan konsentreer en groot skade aanrig nie. Die kruin van 'n vulwal moet dus so horisontaal moontlik wees.

In sommige gevalle soos by swak kompaksie, mag groter vassakdieptes te wagte wees. In hierdie gevalle moet meer vryboord voorsien word. Hierdie aspek is 'n spesiale ontwerpoorweging wat onder die aandag van die ontwerper gebring word. Dit is belangrik om te onthou dat totale vryboord in hierdie geval vanaf die laagste kruinhoogte tot volvoorraadhoogte gemeet word.



8.3.4 Bokant van ondeurlaatbare sone

Om pypvorming deur grond tydens groter vloedstande te voorkom, moet sonering toegepas (of dreinerings volgens pypvormingskriteria voorsien) word sodat lekkasie beheer kan word. 'n Ander alternatief is dat die bokant van die ondeurlaatbare laag hoog genoeg opgebou word om dieselfde rede. Gruis word dikwels op die kruin van die wal voorsien soos in die geval van rotsvulwalle. Die ondeurlaatbare laag kan in hierdie geval nie hoog genoeg opgebou word nie en word daar aanbeveel dat 'n ondeurlaatbare laag soos 'n betonmuur in sulke gevalle voorsien word om deurvloeiwater in die vryboordgebied teë te werk.

8.3.5 Golfmure

Golfmure word bo-op grondwalle geplaas met die doel om watergolwe wat oor die kruin mag spoel terug te keer dam toe. Die volgende kriteria word vir die ontwerp van golfmure voorgestel:

(a) Die maksimum watervlak in die dam soos uit die roetering van die streeksmaksimumvloed bepaal, mag nie die bokant van die ondeurlaatbare sone oorskry nie.

(b) Normaalweg word die golfmuur slegs vir die voorkoming van oorstroming weens golfoploop aangewend. Indien dit vir die voorkoming van lekkasie weens ander komponente van vryboord gebruik word, moet dit effektief met die ondeurlaatbare sone verbind word. Verder moet dit konserwatief stabiel teen omkanteling of ander erosiekrigte ontwerp word.

(c) Fondament- en vulwalvassakking wat die kruinvlak of stabiliteit van die golfmuur kan beïnvloed, moet toegelaat word om volledig plaas te vind voor die bou van die wal begin of die ontwerp moet vir verdere vassakking voorsiening maak.

8.3.6 Spesifieke terreintoestande

Die vermoë van wind om golf- of windoploop te veroorsaak, word deur die volgende terreinfaktore beïnvloed:

- diepte van water in dam;
- rigting van dam met betrekking tot die oriëntasie van dam relatief tot die effektiewe stryklengte;
- aangrensende topografie;
- vorm van die oewerlyn; en
- plantegroei rondom die reservoir.

Aanpassings vir die rigting van wind moet gemaak word indien data beskikbaar is om sodanige inligting te staaf.

8.3.7 Minimum vereistes

In sommige gevalle mag die volgende nie bekend wees nie:

- die streeksmaksimumvloed (SMV) en veiligheidsevaluasievloed (VEV) in die geval van klein opvanggebiede wanneer vloed- of reënval-gegewens ontbreek;
- windtoestande; en
- vassakking van die vulwal.

Om veiligheidsfaktore teen hierdie gevalle in te bou, word die volgende kriteria voorgestel:

- die minimum aanvaarbare kruinvlak vir 'n kategorie II- en III-dam is 1m bo die aanbevole ontwerpvlloedhoogte; en
- die minimum hoogte vir windgolwe moet as 0,75 m aanvaar word.

8.3.8 Oorstroming van vulwalle

Oorstroming moet vermy word weens die volgende redes:

- rotsvul en grondvul is erodeerbaar tydens vloedorlooptoestande (Rotsvul is vinniger erodeerbaar as grondvul.);
- die kruin van 'n vulwal is nie 100% gelyk weens vassakking of ander redes nie. Oorstromingswater word dus in die laer gebiede gekonsentreer met hoër erosie-effekte daar; en
- oorvloeiwater kan teen die beton van die betonoorloopwal gekonsentreer word met groter erosie-effekte daar.

Die aanvaarbaarheid en kriteria ten opsigte van toelaatbare oorstromingdieptes en -duurtes vir goedgekompakteerde vulwalle, behoort bepaal te word.

Vir bestaande damme mag dit nodig wees om die risiko van verspoelings tydens oorstromings te bepaal en vir die nodige inligting word daar na Oosthuizen (1986) verwys.

8.4 VLOEDUITLOPE

8.4.1 Inleiding

Vloeduitlope bestaan gewoonlik uit 'n uitloopdeel wat deur 'n struktuur gevorm word, moontlik 'n geut-, kanaal- of pypdeel waarin die water weggevoer word en 'n energiedempingsdeel waar die energie-inhoud reggestel word voordat die vloedwater in beheerde toestande losgelaat word.

Vloeduitlope kan in twee soorte ingedeel word naamlik oppervlakoorlope en onderuitlate.

In beide gevalle moet spesiale voorsorg getref word indien so 'n struktuur of dele van strukture (wat star is) op grond (wat nie star is nie) gefundeer word. Die beste voorbeeld van 'n probleem wat ontstaan indien dit gedoen word, is die geval wanneer 'n bufferblokgeoorloop oor 'n vulwal gebou word – gewoonlik in die diepste gedeelte van die rivier. Weens die vassakking van vulmateriaal onder die gewoonlik A-vormige oorloopstruktuur ontstaan daar altyd 'n ruimte onder die beton met tyd. Water lek dan maklik êrens deur soos byvoorbeeld by 'n vergrote of nie-afgedigte las in die beton en vorm maklik êrens 'n pyp deur die grond. Spesiale bryvulling moet gewoonlik gedoen word om hierdie ruimte te vul.

Hierdie soort oorloop moet dus as laaste alternatief gekies word, en indien wel, moet daar noukeurige monitering van lekwater en vassakking plaasvind om breukvorming te voorkom. Dit is wenslik om afgeslote bryvulpype veral by die kruin in die beton te voorsien sodat bryvulling onder die beton gedien kan word indien nodig. Spesiale aandag moet aan lasse gegee word sodat aangrensende dele nie relatief tot mekaar kan skuif en vloedwater nie-gewensde drukke daar kan veroorsaak nie.

8.4.2 Oppervlakoorlope

Oppervlakoorlope bestaan gewoonlik uit 'n vry oorloopstruktuur waar die hidrouliese beheerpunt gesentreer is, 'n geutstruktuur waarin die water vinnig gewoonlik na die rivier weggelei word en energievernietigers (Peterka, 1972) waar die energie-inhoud van die water reggestel word sodat dit sonder skade by gewone rivier toestande kan aansluit sonder om die walstruktuur te ondermyn.

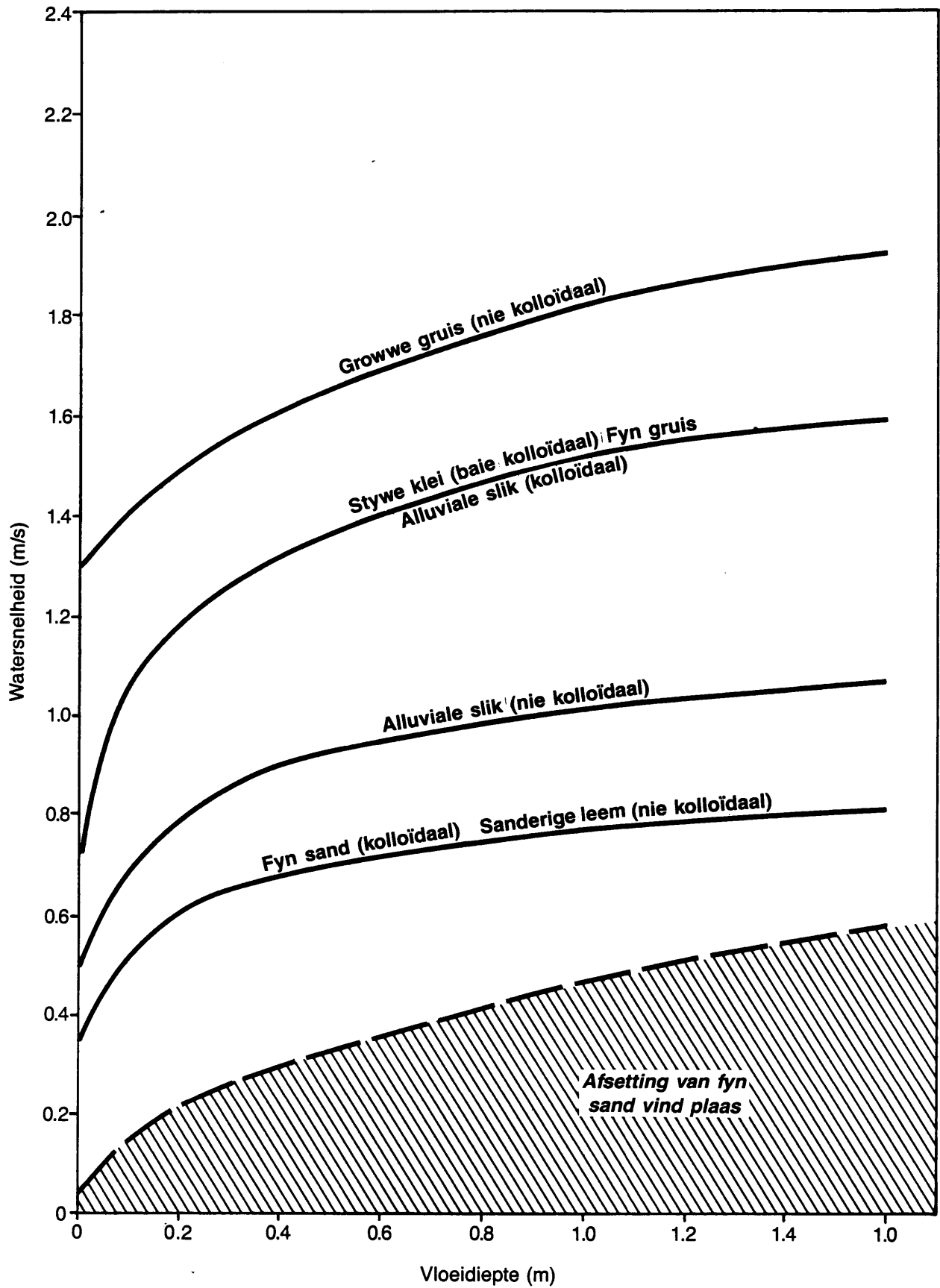
(i) Kantoorlope of oopkanaaloorlope

Kantoorlope word die meeste in die geval van Kategorie I of kleiner Kategorie II-damme gebruik. Hierdie oorloop is egter nie uitgesluit by groot damme nie waar water met goeie effek oor 'n nek van rotsmateriaal gekanaliseer kan word. Hierdie oorloop is gewoonlik die goedkoopste, maar spesiale versigtigheid moet ten opsigte van uitskuring en bepaling van oorloopvermoë aan die dag gelê word.

Gewoonlik word hierdie oorlope in die oewers aan die kant van die wal uitgegrawe en het 'n kurwe soos in plan gesien. Nicol (Nicol 1985) en Zwamborn (Zwamborn, 1970) het hierdie oorloop in meer detail bespreek. Die oorloop kan ook as 'n breë-kruinstuwel benader word.

Twee belangrike aksies vind gewoonlik in so 'n oorloop plaas naamlik:

- erosie van materiaal in die nagenoeg plat vloer van die oorloop; en
- “terugvreetaksie” wanneer water die plat vloer verlaat en vallende water op pad na die rivier materiaal in die vloer van die waterval ondermyn en stelselmatig progressief stroom-op “uitvreet”.



Met betrekking tot die erosie in die vloer van die verbyvloekanaal word die -snelhede en waterdieptes soos aangedui in die Nasionale Padvervoerhandleiding (figuur 8.3) vir gebruik aanbeveel. Die grondmateriaal tussen die gras word as basis vir die bepaling daarvan voorgestel aangesien gras nie vinnig vestig nie en weens droogte nie oral 'n aaneenlopende beskerming kan bied nie.

Met betrekking tot die steil helling na die rivier word aanbeveel dat indien dit nie uit onverweerbare materiaal soos rots bestaan nie, 'n onverweerbare oorloop in hierdie gebied gebou word sodat terugvreting effektief beperk kan word.

Die kontak tussen die wal en die oorloop moet effektief beskerm word. Dit mag moontlik goedkoper en veiliger wees om so 'n oorloop in lyn met die middellyn van die wal te bou. Vloedwater moet egter altyd weg van die toon van die wal gehou word sodat erosie nie daar plaasvind nie.

(ii) Sykanaaloorlope

'n Sykanaaloorloop is 'n geutorloop waarvan die oorloopseksie met die hidrouliese beheerpunt langs die kanaal geleë is en die een kant daarvan vorm. Die eerste deel van die kanaal bestaan uit 'n dempbak en die energie van die oorloopwater word daarin gedemp. Die oorloopwater word ook van rigting verander sodat dit in die geut na die rivier kan loop. Die teorie van hierdie oorlope is in boeke soos "Design of Small Dams" (Bureau, 1973) beskryf. Die behoud van energie soos in die energielyn met verliese beskryf word as basiese uitgangspunt gebruik. Die vorm en ontwerp van hierdie oorlope moet egter altyd met 'n modelstudie bevestig word, aangesien dit baie moeilik is om waterprofiel waar die verandering van rigting en die oorgang van sub- na superkritiese vloei van vloeiende water plaasvind, te bereken.

(iii) Skagoorlope

Skagoorlope kan by gronddamme met 'n klein spitsvloed gebruik word. Groter vloede kan nie effektief geakkomodeer word nie aangesien die oorloop hidroulies verdronke fungeer met ander woorde die uitlaatvermoë te laag en die struktuur gewoonlik te duur raak.

Die energiebeginsel word ook as basiese uitgangspunt aanvaar, maar vryvloeitoestande in die horisontale gedeelte word voorgestel met ander woorde geen druk moet in die vertikale gedeelte opgebou word nie. Erosie aan die binnewand van die "elumboog" van die uitlaat kan ook plaasvind indien stortvloedwater daarop val en indien veral klippe daar versamel.

(iv) Heweloorlope

Die ontwerp van heweloorlope is volledig deur Durieux (1977) beskryf. Heweloorlope moet liefers nie deur grondvul of altans bo-oor grondvul (veral kerngedeeltes) gaan nie aangesien dit 'n veiligheidsrisiko inhou. Nie alleen kan verdigting langs die pyp onvoldoende wees wat aanleiding tot pypvorming deur

die wal kan gee nie, maar kan die pyp lek weens differensiële vassakking van die grondwal en aanleiding gee tot swigting soos in die geval by die hellingsglijp van Bon Accorddam in 1937. (Badenhorst, 1987)

(v) Kaskade-oorlope

Kaskade-oorlope is 'n reeks oorlope wat trapsgewys vanaf die beheerseksie na 'n laer vlak, gewoonlik die riviervlak, gebou word. Op die manier word energie van oorloopwater gereeld gedemp met die gevolg dat snelhede beperk word en erosie van erodeerbare materiale nie drasties plaasvind nie. Die metode word in Vittal (1987) beskryf.

8.4.3 Onderuitlate

Onderuitlate kan ook as vloeditlate, maar liefers saam met ander onbeheerde uitlate, gebruik word. Ander doele soos die volgende kan ook met sulke uitlate bereik word:

- rivierverlegging tydens konstruksie van die dam;
- toegang na die galery of beheerkleppe of instrumente vir monitor-doeleindes in die dam; en
- die uitlaat van water in die rivier vir kompensasieredes of vir gebruik deur mens en dier of vir die vinnige aftrek van die watervlak in die dam indien daar een of ander noodsituasie ontstaan as die wal wil breek.

Die tydperk vir die vinnige aftrek van water in die dam moet vir elke geval bepaal word, maar die volgende kan as 'n breë riglyn gevolg word:

- vir kategorie III-damme is die maksimum leegtrektyd tot op laagste onttrekkingshoogte 90 dae. Hierdie tydperk is moontlik realities in die geval van walmassabeweging, maar miskien nie genoeg vir die geval waar 'n pyp deur grondmateriaal ontwikkel en tot 'n groot gat kan lei nie.

Die voordeel van 'n onderuitlaat is dat 'n hoë waterdruk in die dam beskikbaar is en groot hoeveelhede deur 'n klein snit uitgelaat kan word.

In die ontwerp van die kleppe en/of hekke van onderuitlate is dit standaardpraktyk om voorsiening te maak vir die geval wanneer 'n klep nie werk nie deur meer as een klep in 'n ry te installeer. Afsluitsluis aan die stroom-opkant van die onderuitlaat word gewoonlik voorsien. Hierdie hek moet van die eenvoudige soort wees wat min onderhoud verg en altyd werk. By hoër damme (gewoonlik hoër as 15m) is die snelheid van die water by so 'n uitlaat so hoog (gewoonlik hoër as 15 tot 20 m/s) dat betonwande van die uitlaat beskadig word. In sulke gevalle word minder verweerbare voerings soos staalvoerings by die sluis voorsien.

Onderuitlaatstrukture moet op stewige fundamente geplaas word. Detailstudies ten opsigte van spannings en vervormings, soos in Hoofstuk 6 gemeld, behoort uitgevoer te word.

'n Toringstruktuur by die inlaat van die onderuitlaatstruktuur en 'n brug vir toegang na die toring word gewoonlik voorsien. Bykomend tot die vereiste dat die toring vir dinamiese kragte soos aardbewings ontwerp moet word, moet daar genoeg spasie vir die akkomodering van 'n dieselmotor en generator, 'n watervlakregistreerder en hyskraantoerusting wat vir die installering en onderhoud van die voorsiene hekke benodig word, wees.

Die voorsiening van stroom-opbeheer is 'n baie veilige ontwerpmanier, want dan kan die onderuitlaat afgesluit word tydens lekkasie langs die onderuitlaat. By sommige damme is die beheerpunt in die middel van die wal, met ander woorde onder die kruin van die dam, voorsien. Op die manier hoef duur toegangsbrûe nie gebou te word nie, maar moet daar nog steeds een of ander stroom-op afsluitemeganisme voorsien word. Stroom-afbeheer mag onder sekere omstandighede aanvaarbaar wees soos byvoorbeeld waar die onderuitlaat deur 'n tunnel in 'n berg voorsien word (die veronderstelling dat die rotstunnel belyn is), of in die geval van kategorie I-damme met die goedkeuring van die eienaar.

As en waar die ontwerp van 'n dam van 'n spesifieke strukturele komponent soos 'n waterstop afhang, moet "n tweede lyn van verdediging" voorsien word deur 'n tweede laag in te plaas.

8.5 HIDROULIESE ASPEKTE

Daar bestaan twee belangrike aspekte ten opsigte van die ontwerp van oorloopstrukture soos geute en onderuitlate, naamlik:

- kavitasie-erosie van die struktuurmateriaal (byvoorbeeld beton) weens vinnigvloeiende water moet voorkom word; en
- staande golwe of ongekontroleerde golfvorming moet vermy word.

Die beginsels wat onderskeidelik gevolg moet word om bogenoemde te voorkom is die volgende:

- voorsien lugindringing by strukture waar die snelheid vinniger as 25 m/s voorkom. Vischer (1988), en Rutschmann (1988), kan vir die ontwerp hiervan geraadpleeg word; en
- verhoed die draai of vernouing of verbreding van superkritiesvloeiende water. Modelstudies mag vir die toets van sulke gevalle benodig word.

8.6 NOODWALLE

Noodwalle, wat soms breekseksies genoem word, is gewone vulwalle wat so ontwerp word dat vloedwater tydens groot vloede eerste daaroor spoel en dit wegspoel voordat die watervlak die kruin van die wal bereik. Genoeg vloedwater kan dan uit die dam gelaat word en kan dit voorkom word dat water oor die kruin spoel.

Noodwalle word net soos gewone walle ontwerp, behalwe dat dit vinnig moet wegspoel wanneer water daaroor spoel. (Pugh, 1984) Daar word deur die skrywer aanbeveel dat noodwalle moet swig tydens vloede met groottes tussen die streeksmaksimumvloed plus die 25-jaar golfkondisie en die veiligheidsevaluasievloed.

Die huidige snit bestaan daaruit dat die wal uit sand gebou word met 'n dun kleikern-element vir afdigting aan die stroom-opkant soos in figuur 8.4 getoon. Loodskanale word bo-op die kruin voorsien sodat water tydens oorspoeling daar gekonsentreer word en die sand uitgespoel kan word, waarna uitkalwing na die kante plaasvind en die kleikern uiteindelik ineenstort. Die nooduitloop moet so ontwerp word dat wanneer dit breek daar nie 'n groter vloed stroom-af veroorsaak word as wat stroom-op invloei nie. Die uitloop moet ook van 'n onverweerbare drempel by volvoorraadhoogte voorsien word om so te voorkom dat die hele dam leegloop tydens die breek daarvan, en steeds te sorg dat 'n vol dam na afloop van die vloed beskikbaar vir gebruik is. Geen verkeer moet oor die hulpwal toegelaat word nie om sodoende verdigting te voorkom.

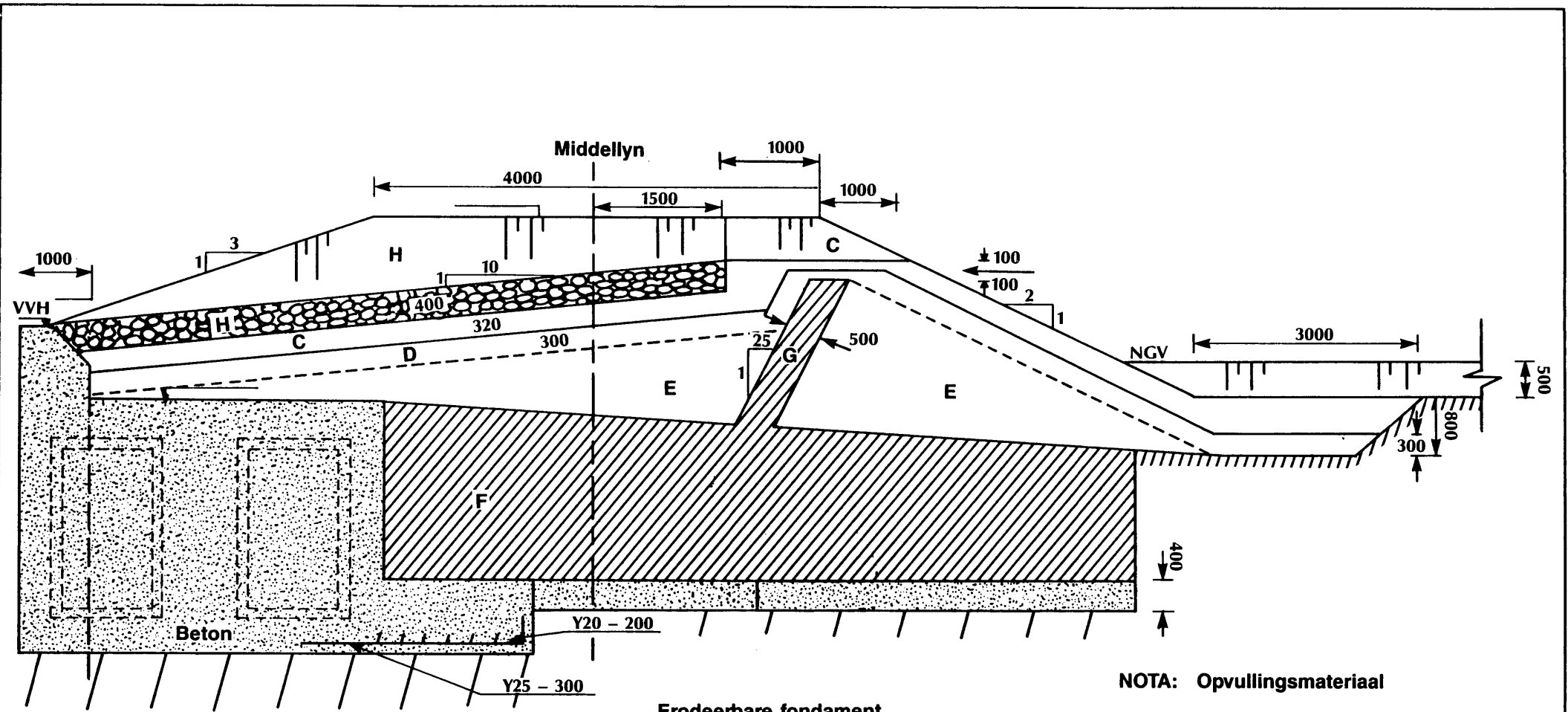
Dit is goeie praktyk om nooduitlate altyd saam met 'n ander uitlaat te voorsien sodat die normale vloede of vloede met klein herhalingsperiodes sonder skade daardeur kan vloei. Die voordeel van noodwalle is dat vloede met kleiner herhalingsperiodes nie daaroor spoel en skade aanrig nie, maar dat buitengewoon groot vloede effektief by die wal verbygekanaliseer kan word met geringe skade. Die weggespoelde gedeelte kan dan weer herstel word nadat die vloed in intensiteit afgeneem het of heeltemal verbygevloei het.

In sommige gevalle kan 'n noodwal uit grond gebou word en met gras beskerm en/of met ander middele soos betonblokkies versterk word. (Construction Industry Research Information Association, 1985) In hierdie gevalle moet daar seker gemaak word dat eerstens die gras altyd benat sal word met ander woorde sal groei en tweedens dat die regte aanvaardings betreffende watersnelhede en erosievermoë gemaak sal word.

8.7 EROSIEVERMOË VAN GRONDWALLE

Tydens die veiligheids-evalueringsproses van damme is dit nodig dat die waarskynlikheid van swigting weens oorstroming van die wal vir die risiko-ontleding uitgevoer word. Die swigtingsmeganisme moet egter ook aan die ontwerp-ingenieur bekend wees vir die neem van sinvolle besluite in die verband.

Verskeie damwalle het al geswig weens oorstroming en wegerodering van grond en/of rotsvul van die kruin en die stroom-afsonde. Volgens Knoesen (SANCOLD, 1986) het die kruinbreedte en die diepte van water oor die kruin 'n invloed op erosie. Met die aanvaarding dat die kruin honderd persent horisontaal is en geen water tydens oorstroming gekonsentreer word nie, toon Knoesen duurties met hoogtes van oorstroming aan voordat grondvul en/of rotsvul weggespoel word.



Erodeerbare fondament

NOTA: Opvullingsmateriaal

- C – Gruis
- D – Filtersand
- E – Uniforme sand
- F – Grondvul – 100 % PROCTOR minimum
- G – Grondvul – 95 % PROCTOR maksimum
- H – Klip : D (maksimum) – 300 mm
D (gemiddeld) – 200 mm
D (gemiddeld) – 100 mm

Snit oorgeneem uit 88052/83
van Departement Waterwese

Snit deur noodwal
op erodeerbare fondament **8.4**

8.8 STAALVERSTERKTE ROTSVUL

Staalversterkte rotsvul is rotsvul wat gewoonlik aan die stroom-afkant van die wal geplaas word en wat met staal versterk word om so groter weerstand teen vloeiende water te bied. Hierdie metode word gewoonlik tydens konstruksie van rotsvulwalle toegepas wanneer rivierverleggingskoste verminder moet word en ander rivierverleggingsmetodes dalk te duur is. Kleiner rivierverleggingstrukture soos tunnels kan dus gebou word, indien hierdie metode daarmee saam gebruik word.

Die ontwerp van staalversterkte rotsvul behels die ontwerp van die maas op die rotsvul aan die stroom-afkant asook die ontwerp van die ankerstawe. Die maas en “mandjies” rotsvul word tydens oorfloei-toestande basies deur die ankers aanmekaar gehou.

Die ontwerp van die maas berus op vorige ontwerpe wat die toets van die tyd deurstaan het. Die minimum dikte van stawe wat gebruik word, is 20 mm teen 300 mm tot 500 mm spasiëring. Die rotsvulgradering moet so gekies word dat dit nie tussen die gate van die maas kan uitspoel nie. Die horisontale stawe kan op die rotsvul bevestig word om so te verhoed dat rommel aan die staal vaskleef. Die lugruimte onder die rotsvul moet so klein as moontlik gemaak word om so te poog dat vibrasie van rots nie plaasvind en die staal beskadig nie. Verdere vlakke van rotsvul moet liefers nie bo staalversterkte rotsvul geplaas word nie, aangesien dit tydens vloedtoestande daaroor kan afspoel en die onderliggende staalversterkte materiaal kan beskadig. Konsentrasie van vloedwater kan groot skade aanrig en daarom moet die volgende gedoen word:

- die toon moet met ankers aan die nie-erodeerbare fondamentrots gekoppel word;
- die maasbewapening van die onderste ry moet aan die fondament gekoppel word en kan ook met beton omhul word wat weer aan die fondamentrots vasgeheg word.

Die ankerstaafsisteem kan ontwerp word deur:

- stabiliteitsontledings uit te voer waarin die poriedrukke, soos in die hidrouliese modeltoets bepaal, gebruik word; en
- modelstudies waarin die afgeskaalde ankerstawe gebruik kan word uit te voer en reaksies tydens ontwerpvlode te toets.

Wilkens beskryf hierdie metode die beste. (Wilkens, 1956 en 1963). 'n Voorbeeld van 'n modelstudie is deur Gerodetti uitgevoer. (Gerodetti, 1981)

Tydens konstruksie is dit noodsaaklik dat laag per laag gebou word sodat vloedwater die minste gekonsentreer word. Konsentrasie van vloedwater kan tot swigting lei.

8.9 RIVIERVERLEGGING TYDENS KONSTRUKSIE

Die ontwerpnorm tydens die voorsiening van verbyvloeistrukture tydens konstruksie verskil vir die verskillende damgroottes. Daar word voorgestel dat die herhalingsperiode van die ontwerploed in verband gebring word met die skade wat aan die projek aangerig kan word indien die bouwerk aan die dam vertraag word weens onvoldoende rivierverleggingweë. Skades mag insluit kapitaalverliese, verliese aan tyd en verliese aan die vertraging aan die begin van inkomste. Vir 'n groot Kategorie III-dam mag dit nodig wees om vir die 1:100-jaar gebeurtenis voorsiening te maak terwyl dit na die 1:10-jaar ordegrootte vir kleiner damme verander kan word.

Die volgende verwysing kan vir gebruik aanbeveel word: (ICOLD, 1984b)

9

GEHALTEBEHEER

9.1 INLEIDING

Gehaltebeheer word in hierdie verhandeling as die beheer oor alle praktyke en standarde van die ontwerp tot nadat die konstruksie van die dam voltooi is gedefinieer. Daar is tot hier in besonderhede aandag gegee aan die praktyke en standarde tydens die ontwerp. Beheer daarvoor wat insluit meting, kontrolering en regstelling indien foutief, moet egter ook uitgevoer word. Daar is nie gepoog om hierdie beheeraspek hier volledig te bespreek nie, want strenggesproke val dit nie onder die definisie-beskrywing van hierdie verhandeling nie. Ontwerpgehaltebeheer is deurentyd beklemtoon. Die voorsiening van effektiewe moniteringstrukture vir die meting van die gedrag van 'n vulwal vorm deel van 'n gehaltebeheerprogram. Ten opsigte van konstruksie-gehaltebeheer word 'n gehaltebeheersisteem asook 'n verwysing na die belangrike aspekte ingesluit.

9.2 GEHALTEBEHEERSTELSE

Die mees algemene sisteem is in Simposium (1986) beskryf. 'n Vloiediagram daarvan is in figuur 9.1 aangetoon. Die beginsel wat nagevolg behoort te word, is dat die ontwerpingenieur onafhanklik van die kontrakteur toetse sal doen en die resultate met dié van die kontrakteur sal vergelyk. Die ontwerpingenieur moet die kwaliteit verseker en daarom die terrein besoek. Volledige rekords van die gehaltebeheerresultate moet ook behoue bly sodat inligting ten opsigte van die dam se gedrag tydens die leeftyd van die dam voorspel kan word. 'n Konstruksievoltooiingsverslag waarin alle veranderinge ten opsigte van die ontwerp aangeteken moet word, moet voltooi word. Soos-gedrewe-planne moet saamgestel en bewaar word.

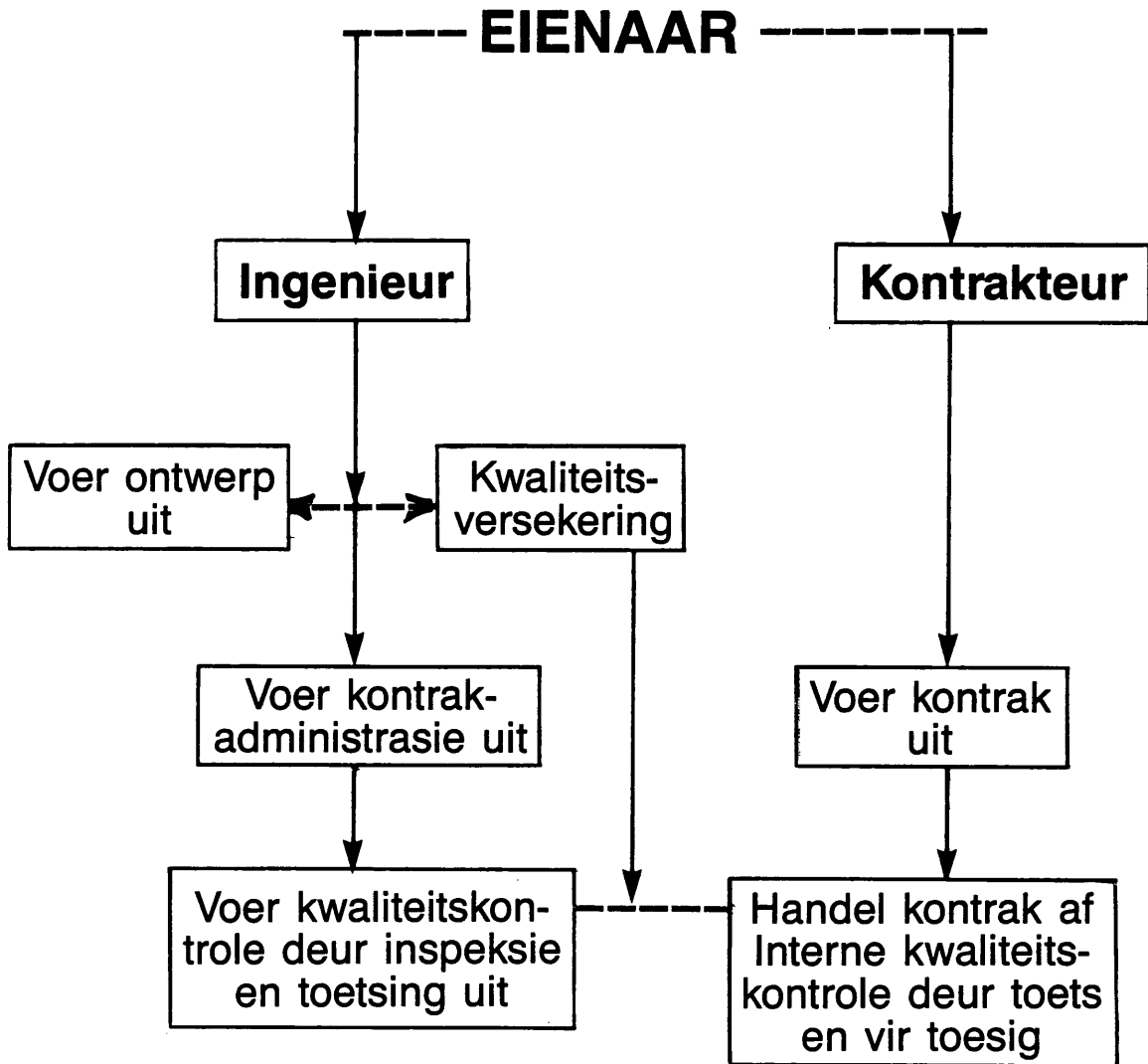
9.3 VERWYSING

Die mees omvattende beskrywings van gehaltebeheer tydens konstruksie verskyn in "Construction Control for Earth and Rock-fill Dams" (Department, 1977) en ICOLD (1984a).

9.4 VEROUDERING VAN MATERIALE

Die beheer oor die veroudering van materiale tydens die ontwerpproses hoort ook hier tuis. Voorbeelde hiervan is die volgende;

- gestoorde, lae Ph-water of aggressiewe water wat materiale soos grond en beton aanval. Dit mag byvoorbeeld nodig wees om 'n hoë gehalte sand in die skoorsteendreineringsones van 'n vulwal te gebruik om pypvorming deur grond weens lae Ph-water te voorkom;
- sekere gronde, byvoorbeeld modderstene, verswak met tyd en dit mag nodig wees om lae sterkte-eienskappe in die ontwerp te aanvaar of later verstellings aan hellings aan te bring ter beveiliging; en
- vloedvertragingsgrond damme wat normaalweg leeg is, mag uitdroog weens wind en weer en moet daar voorsorg in die verband getref word. Nie-kraakbare of min-kraakbare materiaal kan byvoorbeeld in die buiteweg gebruik word.



GEVOLGTREKKINGS EN AANBEVELINGS

'n **W**ye spektrum van aspekte rondom vuldamontwerp word in hierdie verhandeling geïntegreer en saamgevat. Weens die verskeidenheid aspekte en onbekendes, soos byvoorbeeld sommige eienskappe in 'n fondament, is dit nie moontlik om ontwerpsepte aan te bied nie. Daarom is daar in hierdie verhandeling gepoog om riglyne op te stel met die klem op die verantwoordelikheid van 'n bekwame en ervare ontwerper wat gehalteversekering tydens die ontwerp en konstruksie van 'n vuldam handhaaf.

10.1 GEVOLGTREKKINGS

Tydens die ontwerpproses moet aandag geskenk word aan ekonomiese-, veiligheids- en praktiese aspekte en moet sekere stappe, prosedures en 'n ontwerpstrategie gevolg word. Die nuutste prosedures is in die damveiligheidsregulasies (1984) vervat. Daar bestaan 'n aantal faktore wat die uitleg van 'n vuldam beïnvloed waarvan die beskikbare terreinmateriale die belangrikste is.

Die eienskappe van die hoofmateriale, naamlik grondvul en rotsvul, asook die eienskappe van die fondament van vulwalle wissel van plek tot plek. Gereëide, akkurate toetse hiervan moet dus uitgevoer word met 'n noukeurige in agneming van die posisie waar die monsters geneem is en die gekose aanwendingsligging. Suid-Afrikaanse gronde het unieke eienskappe en 'n seleksie-sisteem kan gebruik word ten opsigte van die aanwendingsligging in vulwalle. Probleemgronde moet tensy die eienskappe daarvan bekend is, nie in vulwalle gebruik word nie. Daar bestaan sommige unieke verbande vir Suid-Afrikaanse gronde waarvan die plastiteitsindeks-skuifskuurverband en die optimum voginhoud teen maksimum droë digtheid van die Standaard Proctor standaard die beste korrelasie toon.

Fondamentondersoekwerk wissel in omvang vir verskillende kategorieë damme en moet noukeurig uitgevoer word.

Daar bestaan sekere vuldamsnitte wat aangewend word, waarvan die gesoneerde soort die mees algemene is.

Besondere aandag behoort in die ontwerp van vuldamme aan die volgende aspekte verleen te word:

- verdigting;
- deursypelingsbeheer;
- stabiliteits-, vassakkings- en kraakvormingsbeheer;

- erosiebeheer teen stormwater en watergolwe;
- vloedbeheer; en
- gehaltebeheer;

Verdigting van vulmateriale verhoog die sterkte en verminder die deurlaatbaarheid en samedrukbaarheid. 'n Te hoë energie-aanwending maak 'n grondwal star terwyl die aanwending van die Standaard Proctorstandaard 'n elastiese of plastiese struktuur tot gevolg het. Die verandering in grondmeganiese eienskappe van materiale tydens hoë druktoestande en volumeverandering behoort by damme met 'n hoogte hoër as ongeveer 50 m in ag geneem te word.

Defensiewe ontwerp is die wagwoord in deursypelingsbeheer. Water moet veilig deur 'n grondwal en sy fondament gevoer word. Daar bestaan tien soorte defensiewe maatreëls wat wissel van dreinerings- en/of filtreringstelsels tot afdigtingslae. Die beginsel in defensiewe ontwerp is om soveel maatreëls as nodig blyk te wees aan te wend om die veiligheid van die dam te verseker en onekonomiese of onveilige lekkasie te verhoed.

Die wal, fondament, alle bykomstige strukture en hellings in die omtrek van 'n damkom moet stabiel wees om onwenslike walmassabeweging te verhoed. Stabiliteitsontledings kan volgens ewewigsmetodes of eindigelementstudies uitgevoer word – waarvan beide vir damme met hoogte hoër as 50 m of in die geval van spesiale probleme uitgevoer moet word. Ten opsigte van die ewewigsmetodes behoort 'n metode wat die sirkulêre gewysigde Bishopmetode insluit asook die wigmetode uitgevoer te word.

Grondwalle is ten spyte van goeie verdigting nie teen erosiekragte van stormwater en watergolwe bestand nie. Aan die stroom-opkant behoort 'n effektiewe hellingsbeskermingslaag teen watergolwe aangewend te word en aan die stroom-afkant 'n laag teen stormwater-erosie.

Vloede kan met behulp van vloeduitlope veilig verby 'n wal gekanaliseer word sonder dat water oor vulmateriaal vloei. Daar bestaan 'n verskeidenheid vloeduitlope wat in oorlope en onderuitlate verdeel kan word – elk met sy eie toepassing vir 'n unieke dam. Vloedontwerp- en vryboordkriteria moet toegepas word, aangesien vloedwater erosie veroorsaak (wat tot breukvorming van die dam kan lei) indien dit oor die kruin van vulwalle spoel. Noodwalle en onderuitlate moet altyd saam met 'n onbeheerde oorloop voorsien word sodat die normale en onverwagte vloede sonder beskadiging van die wal uitgelaat kan word.

10.2 AANBEVELINGS

Daar bestaan leemtes in sommige velde en daar word aanbeveel dat verdere navorsing ten opsigte van die volgende gedoen sal word:

10.2.1 Materiale

Verdere studie in verband met die identifisering van dispersiewe gronde moet uitgevoer word.

Verbande tussen grondmeganiese parameters van grondmateriale moet met betrekking tot die graad van verwerking, bepaal word.

Die pypvormweerstand van gronde moet verder nagevors word.

10.2 .2 Stabiliteitsmetodes

Eindigelementegnieke kan weens hulle wyer toepassing gebruik word vir die ontleding van die stabiliteit van damme met maksimum hoogte meer as ongeveer 50 m of waar spesiale probleme soos differensiële vassakking verwag word. Daarmee saam moet die verandering in eienskappe van vulmateriale soos druk toeneem ook in hierdie gevalle bepaal word.

Die voorkoms en die intensiteit van dinamiese kragte soos aardbewingskragte en die invloed daarvan op alle komponente by 'n vuldam moet verder ondersoek word.

Die beweging van 'n vulwal tydens die volwordperiode van die dam moet verder ontleed word.

Ontleding van die fondament/wal-kontak en die bepaling van spannings in die verband moet uitgevoer word.

10.2.3 Erosieweerstand van gronde

Die erosieweerstand van grond en rotsvul soos in die geval van kantoorrope of oorstroming van vulwalle (met en sonder versterkte kruin) moet nagevors word.

10.2.4 Onderhoudshandleiding

Vir elke nuwe dam moet 'n ontwerpverslag en onderhoudshandleiding saamgestel word waarin die aanvaardings van die ontwerp en die toepassing daarvan op die onderhoud van die dam ingesluit word. Verder behoort 'n konstruksievoltooingsverslag saamgestel te word waarin alle ontwerpveranderinge aangeteken word.

10.2.5 Sintetiese materiale

Die gebruik van sintetiese materiale in die plek van natuurlike filtermateriale moet sover moontlik vermy word totdat verdere studie in die verband uitgevoer is. Navorsing behoort veral oor die bepaling van praktiese kriteria uitgevoer te word.

10.2.6 Stabiliteit van betonblokkies

Die teoretiese werking van betonblokkies, soos armorflexblokkies, moet as erosiebeheermaatreël teen watergolwe of vloeiende water nagevors word.

10.3 SLOTOPMERKING

Alhoewel daar reeds verskeie buitelandse- en binnelandse riglyne vir die ontwerp van vuldamme bestaan, is daar nog steeds tekorte in vuldamingenieurswese – veral met betrekking tot plaaslike vulwalmateriale. Die verhandeling voldoen aan die behoefte om riglyne vir Suid-Afrikaanse toestande saam te vat vir die gebruik van vuldamontwerpingenieurs – veral ten opsigte van vuldamme met 'n maksimum hoogte van 30 m.

Met bogenoemde kennis oor vuldamme kan die ontwerpingenieur vuldamme ontwerp wat geskik is vir Suid-Afrikaanse toestande, maar moet hy vir elke vuldam wat ontwerp word, deeglik besin oor die spesifieke terreinprobleme.

AANHANGSEL A

SPESIFIKASIE VIR DIE PLASING VAN GRONDSEMENT

1. Grond wat minder as 50% slijk en klei bevat mag vir die vervaardiging van grondsement gebruik word.
2. Mengsels moet in 'n boustoflaboratorium ontwikkel word, maar neem in die orde van 8% tot 15% sement op 'n massabasis.
3. Die geskikte, droë grond moet met die sement vermeng word. 'n Kapploeg of roterende betonmenger kan vir hierdie vermenging gebruik word.
4. Dien water teen optimumvogpersentasie soos vir die Standaard Proctortoets toe en meng op dieselfde metode soos in paragraaf 3 hierbo genoem toe.
5. Sprei die grondmateriaal in lae voor kompaksie uit om minder as 280mm dik te wees.
6. Kompakteer met 'n statiese of vibrasieroller — laasgenoemde is 'n vereiste in die geval van sanderige grond — tot dieselfde Standaard Proctorstandaarde soos vir gewone grondplasing.
7. Die volgende laag moet binne drie uur nadat die vorige laag geplaas is, geplaas word.
8. Indien die spesifikasie in paragraaf 7 nie nagekom is nie, moet die geplaasde laag minstens drie dae gelaat word voordat die volgende laag daarop geplaas word.
9. Geplaasde lae moet nabehandeld word deur die geplaasde oppervlakte deurgaans en vir minstens sewe dae nat te hou.
10. Voorbereiding van die oppervlak van die geplaasde laag voor die plasing van die volgende laag, moet soos volg geskied:

Los materiaal en versamelde afval materiaal moet met 'n meganiese borsel verwyder word. Besprinkel die top van die voltooide laag met droë sement teen 'n toediening van ongeveer 2 kg/vierkante meter. Die sement moet onmiddellik voor plasing van die volgende laag en op die benatte voltooide laag, aangewend word.

Bogenoemde spesifikasie, soos deur skrywer opgestel, is oorgeneem uit plan 86424/83 van die Departement van Waterwese.

AANHANGSEL B

SPESIFIKASIE VIR DIE GEHALTEBEHEER TYDENS PLASING VAN GROND

Die Plaaslike Konstruksie-ingenieur sal 'n effektiewe gehaltebeheersisteen handhaaf en inspeksies uitvoer wat sal verseker dat daar aan die spesifikasies soos neergelê voldoen word. Die gehaltebeheerprogram sal aan die ontwerper voorgelê word vir goedkeuring. Rekords van kontroletoeuse sal gehou word en ook aan die ontwerper voorsien word vir goedkeuring.

Die volgende roetinetoeuse sal uitgevoer word:

1. Ten opsigte van die plasing van stortklip:

'n Goeie gradering wat aan die graderingsvoorskrif voldoen, moet verkry word, met ander woorde die groter klippe moet eweredig deur die laag versprei word, terwyl die klein klippe weer die ruimtes tussenin moet vul. Die voltooide laag sal dus geen konsentrasies van net groot of net klein rotse bevat nie. Die verskillende grootte klippe moet goed in mekaar gewig wees sodat die laag stabiel is na plasing. 'n Wenk om bogenoemde te bereik is om sortklip op die benodigde posisie te stort en die laag soos die wal na bo vorder te plaas.

2. Ten opsigte van die toetsprosedure van stortklip:

2.1 Kies 'n monster van 12 vierkante meter oor die volle dikte van die geplaasde materiaal.

2.2 Bepaal die massa van die hele monster asook die gemiddelde dikte van die laag waar die monster geneem is.

2.3 Voeg alle klippe groter as 'n minimum gespesifiseerde grootte bymekaar en bepaal die massa van elke individuele klip.

2.4 Alle materiaal wat kleiner as die minimum gespesifiseerde grootte is, moet bymekaargevoeg word en die gesamentlik massa bepaal word.

2.5 Bereken die kumulatiewe persentasie van die aantal rotse wat voldoen aan die minimum vereiste en teken 'n grafiek van rotsgrootte in kilogram teen die berekende kumulatiewe persentasies. Die gemiddelde stortklipgrootte is die grootte wat verkry word by 'n kumulatiewe persentasie van 50%. Die minimum massa stortklip wat met 'n 75mm grootte korreleer en wat aanvaarbaar is, is 20 kg. Die verhouding tussen grootte [d] (m) en massa [M] (kg) van sortklip word gegee deur $M = 1580 d*d*d$.

3. *Ten opsigte van handkompaksie van grond:*

Lae wat met die hand gekompakteer word, moet 'n maksimum dikte van 75 mm hê en 'n minimum van 97% Standaard Proctor digtheid word vereis. Voginhoude moet tussen optimum en 2% bo optimum wissel.

4. *Ten opsigte van die plasing van grondvul:*

Die eerste roetine-monster moet geneem word nadat 20 000 kubieke meter grondvul geplaas is. Hierna moet daar na die plasing van elke 50 000 kubieke meter 'n monster uit elke sone van die wal geneem word en na 'n boustoflaboratorium vir toetse gestuur word. Die monster moet 'n onversteurde monster wees met afmetings 250 mm by 250 mm by 250 mm en moet met 'n laag bedek word om uitdroging te verhoed. 'n Los monster wat by dieselfde punt geneem is, met massa 22 kg moet ook vir toetse versend word. Die toetse wat op hierdie monsters uitgevoer sal word, sal deur die ontwerpingenieur bepaal word.

Die daaglikse kontrole wat op die terrein uitgevoer word, sal minstens die volgende insluit:

Vir die eerste 10 000 kubieke meter of totdat die konstruksietegniek vir kompaksie gefinaliseer is, moet ten minste een monster per 100 kubieke meter wat geplaas word, getoets word. Monsters mag nie verder as 20 m uitmekaar, soos gemeet ewewydig met die middellyn van die wal, geneem word nie.

Nadat daar vertrouwe in die konstruksieproses opgebou is en nadat 'n 10 000 kubieke meter geplaas is, moet daar een monster elke 200 kubieke meter getoets word, hierdie keer nie verder as 40m uitmekaar soos op die middellyn van die wal gemeet nie.

Daaglikse kontrole-toetse moet op elke laag of gedeelte van 'n geplaasde laag uitgevoer word.

Die volgende toetse met aangeduide frekwensie moet uitgevoer word:

Die Standaard Proctor: By elke variasie, maar ten minste elke 10 000 kubieke meter.

Sandverplasingstoets: By elke variasie, maar ten minste elke 10 000 kubieke meter.

Atterberggrense: Elke 10 000 kubieke meter.

Graderingsanalise: Grondvul: Elke 10 000 kubieke meter
Filters: Elke 2 000 kubieke meter

Onversteurde grond-
monsters: Sien paragraaf 4 eerste paragraaf

Stortklip: Aanvanklik een graderingsanalise elke 1 500
kubieke meter geplaas vir 6 000 kubieke meter.
Daarna een graderingsanalise elke 10 000
kubieke meter.

Nota: Bogenoemde spesifikasie, soos deur skrywer opgestel, is oorgeneem uit plan 63779/76 van die Departement Waterwese.

11

BRONNELYS

Adikari, G.S.N. en Tan, C.P. (1984); **THE USE OF THE FINITE ELEMENT METHOD FOR THE STABILITY ANALYSIS OF EARTH AND ROCKFILL DAMS**; Fourth Australia - New Zealand Conference on Geomechanics, Perth.

Adikari, G.S.N. and Cummins, P.J. (1985); **AN EFFECTIVE STRESS SLOPE STABILITY ANALYSIS METHOD FOR DAMS**, Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation, Engineering vol 2, San Francisco.

American Society of Civil Engineers (1976); **LIQUEFACTION PROBLEMS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING**; ASCE National Convention.

Attewell and Farmer (1979); **PRINCIPLES OF ENGINEERING GEOLOGY**; London Chapman and Hall; A Halsted Press Book; John Wiley & Sons inc. New York.

Badenhorst, D.B. (1987); **DIE KLASSIFIKASIE VAN GRONDE IN SUID-AFRIKA SOOS IN GRONDDAMME GEBRUIK, 'N AANDUIDING VAN DIE INGENIEURSMEGANIESE EIENSKAPPE DAARVAN EN 'N SELEKSIESISTEEM VIR DIE GEBRUIK IN SONES**; Verslagnommer D000/00/EM02, Departement van Waterwese.

Badenhorst, D.B. (1980); **BRYVULLING EN DIE TOEPASSING DAARVAN OP WATERHOUDENDE WATERSTRUKTURE**; Werkstuk as deel van Honneurskursus, Departement Siviele Ingenieurswese, Universiteit van Pretoria.

Badenhorst, D.B. (1987); **DAMVEILIGHEIDSINSPEKSIEVERSLAG VAN DIE BON ACCORDDAM**; Verslag P465501, Bruinette Kruger en Stoffberg Ing. (Posbus 3173, Pretoria.)

Bathe, K.J. (1982); **FINITE ELEMENT PROCEDURES IN ENGINEERING ANALYSIS**, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.

BEPLANNING, ONTWERP EN KONSTRUKSIE VAN KLEIN GRONDDAMME (1982); Kursus aangebied deur SAISI en die Universiteit van Pretoria. Departement van Waterwese.

Bishop, A.W. (1967); **SOME FACTORS CONTROLLING THE PORE PRESSURE SET UP DURING THE CONSTRUCTION OF EARTH DAMS**, Imperial College, University of London, England.

Bromhead, E.N. (1986); **THE STABILITY OF SLOPES**, Surrey University Press, USA: Chapman and Hall, New York.

Bureau of Reclamation (1973, 1987); United States Department of the Interior; **"DESIGN OF SMALL DAMS"** A Water Resources Technical Publication, Denver Federal Center, Denver, Colorado.

Bureau of Reclamation (1974); United States Department of the Interior; **EARTH MANUAL A WATER RESOURCES TECHNICAL PUBLICATION** . Second Edition.

Bureau of Reclamation (1985); United States Department of the Interior, **DRAFT DESIGN STANDARDS NO. 13-EMBANKMENT DAMS, CHAPTER 8, SEEPAGE ANALYSIS AND CONTROL.** (Unpublished)

Bureau of Reclamation (1984a); United States Department of the Interior, **DRAFT DESIGN STANDARDS NO. 13-EMBANKMENT DAMS, CHAPTER 3, FOUNDATION SURFACE TREATMENT.**(Unpublished)

Bureau of Reclamation (1984b); United States Department of the Interior, **DRAFT DESIGN STANDARDS NO. 13-EMBANKMENT DAMS, CHAPTER 4, STATIC STABILITY ANALYSIS.**(Unpublished)

Bureau of Reclamation (1984c); United States Department of the Interior, **SEEPAGE ANALYSIS USING THE BOUNDARY ELEMENT METHOD,** Engineering and Research Center, Reg. Erg. 83-11, Denver, Colorado.

Bureau of Reclamation (1984d); United States Department of the Interior, **DRAFT DESIGN STANDARDS NO. 13-EMBANKMENT DAMS, SEISMIC DESIGN AND ANALYSIS.**(Unpublished)

Bureau of Reclamation (1984e); United States Department of the Interior, **POLICY STATEMENT FOR GROUTING,** Acer Publication (Technical) no 5. Engineering and Research, Denver Colorado.

Carter, R.K. (1971); **COMPUTER ORIENTATED SLOPE STABILITY ANALYSIS BY METHOD OF SLICES,** M.Sc. Thesis, Purdue University. West Lafayette (Indiana).

Cedergren, H.R. (1977); **SEEPAGE, DRAINAGE AND FLOW NETS;** Wiley-interscience Publication, John Wiley and Sons, New York, London.

Cleaver, C.H. (1986); **DISCUSSION ON FUNDAMENTAL BEHAVIOUR OF SYNTHETIC FILTERS;** Simposium Proceedings on Filters for Simposium at Randse Afrikaanse Universiteit; SAICE Geotechnical Division.

Construction Industry Research Information Association, (1985); **REINFORCEMENT OF STEEP GRASSED WATERWAYS; REVIEW AND PRELIMINARY DESIGN RECOMMENDATIONS,** Technical note 120.

Cooke, Barry J. (1984); **PROGRESS IN ROCKFILL DAMS**, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, no. 10. The eighteenth Terzaghi lecture.

Croucamp, W.S. (1986); **'N UITEENSETTING VAN DIE DAMVEILIGHEIDSWETGEWING VIR DIE RSA**, Simposium oor damveiligheid (1986), Suid Afrikaanse Komitee op Groot Damme, Pretoria.

DAMVEILIGHEIDSREGULASIES (1986); Goewermentskennisgewing R1560 soos gepubliseer in die Staatskoerant van 26 Julie 1986.

Davies, P.L. (1986); **GEOTEXTILES IN S.A.- HISTORY AND MATERIALS AVAILABLE**; Simposium Proceedings on Filters for Simposium at Randse Afrikaanse Universiteit; SAICI Geotechnical Division.

Davis, L.A. en Neuman, S.P. (1983); **DOCUMENTATION AND USERS GUIDE: UNSAT2 - VARIABLE SATURATED FLOW MODEL**; NUREC/CR-3390, WWL/TM-1971-1, Prepared for U.S.Nuclear Regulatory Commission, Water Waste and Land, Inc., Fort Collins CO.

Department of the Army Corps of Engineers, Office of the Chief of Engineers (1970); **ENGINEERING AND DESIGN STABILITY OF EARTH AND ROCK-FILL DAMS**, Engineer Manual, EM 1110-2-1902.

Department of the Army Corps of Engineers, Office of the Chief of Engineers (1977), **CONSTRUCTION CONTROL FOR EARTH AND ROCKFILL DAMS**, EM 1110-2-1911.

Department of the Army Corps of Engineers, Office of the Chief of Engineers, (1971); **EARTH AND ROCK-FILL DAMS, GENERAL DESIGN AND CONSTRUCTION CONSIDERATIONS**; Engineer Manual EM 110-2-2300.

Department of the Army Corps of Engineers, Office of the Chief of Engineers, (1970); **ENGINEERING AND DESIGN STABILITY OF EARTH AND ROCK-FILL DAMS**; Engineer Manual EM 110-2-1902.

Department of Transport (1970); **STANDARD METHODS OF TESTING MATERIALS**, South Africa.

Duncan, J.M., (1970); **SLOPE STABILITY ANALYSIS**, Notes for Program on Recent Developments in the Design, Construction and Performance of Embankment Dams.

Duncan, J.M. en Buchignani, A.L. (1975); **AN ENGINEERING MANUAL FOR SLOPE STABILITY STUDIES**, Geotechnical Engineering, Department of Civil Engineering Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California, Berkley.

Duncan, J.M. and Chang, C.Y. (1970); **NON-LINEAR ANALYSIS OF STRESS AND STRAIN IN SOILS**, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 96. No SM5, Proc Paper 7513.

Duncan, J.M., Wong, K.S., Ozawa, Y., (1980); **A COMPUTER PROGRAM FOR FINITE ELEMENT ANALYSIS OF DAMS**, Report UCB/GT/80-02, University of California, Berkley, California.

Druyts, F.H.W.M. (1985); **EROSION DAMAGE TO AN EARTHFILL DAM EMBANKMENT**; Paper on dispersive soils; Symposium on Problem Soils by the Geotechnical Division; Geotechnical Civil Engineering Branch.

Durieux, J.H. (1977), **ONTWERPHANDLEIDING VIR HEWELUITLATE**, Skripsie vir Toegepaste Hidroulika 5SW2, Departement Siviele Ingenieurswese, Universiteit van Pretoria.

Elges, H.F.W.K. (1984); **Persoonlike gesprekke** veral ten opsigte van bryvul van die Woodstock- en Kilburndamme, Departement van Waterwese.

Elges, H.F.W.K. (1985); **DISPERSIVE SOILS**, The Civil Engineer in South Africa, July 1985.

Elges, H.F.W.K. en du Plessis, J.G. (1973); **SOME ASPECTS OF THE METHODS OF SLOPE PROTECTION USED IN THE CONSTRUCTION OF EARTH DAMS IN THE DEPARTMENT OF WATER AFFAIRS**, Commission Internationale pes Grands Barrages, Onzieme Congres des Grands Barrages, Madrid.

Elges, H.F.W.K. (1986); **NATURAL FILTERS: CONSTRUCTION AND OPERATION**; Symposium Proceedings on Filters for Symposium at Randse Afrikaanse Universiteit, SAICI Geotechnical Division.

Fernandez, L.M. en Guzman, J.A. (1973); **EARTHQUAKE HAZARDS IN SOUTH AFRICA**; Geologiese Opname, Departement van Mynwese, R.S.A. ISBN 0621054062.

Gamel, W.M. (1984); **ARCADIA LAKE, DEEP FORK RIVER, OKLAHOMA, EMBANKMENT AND SPILLWAY**; Design memorandum no. 9, supplement no.1 Department of the Army Tulsa District, Corps of Engineers.

Gerber, F.A. (1982); **GEBRUIKSHANDLEIDING VIR DIE EVALUERING VAN DIE DISPERSIEWE EIENSKAPPE VAN GROND**, Hidrologiese Navorsingsinstituut, Departement van Waterwese.

Gerber, F.A. (1986); **'N EVALUERING VAN DIE FISIES-CHEMIESE EIENSKAPPE VAN DISPERSIEWE GROND EN DIE METODES VIR DIE IDENTIFISERING VAN DISPERSIEWE GROND**; TR123; Hidrologiese Navorsingsinstituut, Departement van Waterwese.

Gerodetti, M. (1981); **MODEL STUDIES OF AN OVERTOPPED ROCKFILL DAM**, Water Power and Dam Construction.

Golze, A.J. (1977); **HANDBOOK OF DAM ENGINEERING**, Van Nostrand Reinhold Company, New York, London.

Ghugh, A.K. (1986); **VARIABLE FACTOR OF SAFETY IN SLOPE STABILITY ANALYSIS**; Geotechnique 36, No. 1.

Head (1982); **SOIL LABORATORY TESTING**; Volume 2; Permeability, shear strength and compressibility tests, Pentech Press, London, Plymouth.

Head (1980); **SOIL LABORATORY TESTING; Volume 1; SOIL CLASSIFICATION AND COMPACTION TEST**, Pentech Press, London, Plymouth.

Hock H.R. (1982); **ASPHALT HYDRAULIC ENGINEERING**; Walo Bertschinger Ltd., Limmatstrasse 73, CH 8023, Zurich, Zwitserland.

Houlsby, A.C. (1977); **FOUNDATION GROUTING FOR DAMS**; Aicold Bulletin.

Hirschfeld, R.C. en Poulos, S.J. (1973); **EMBANKMENT-DAM ENGINEERING**, John Wiley and Sons New York.

Huang, Yang H. ; **STABILITY ANALYSIS OF EARTH SLOPES**, University of Kentucky, Van Nostrand Reinhold Company.

Hugo, F. en Engelbrecht, J.C. (1982); **DIE BEPALING VAN DIE ELASTIESE EIENSKAP VAN BALLASMATERIAAL ONDER HERHAALDE BELASTINGS**, The Civil Engineer in South Africa.

HIDRO-KURSUS (1985); Departement Siviele Ingenieurswese, Universiteit van Pretoria .

ICOLD (1978); **FINITE ELEMENT METHODS IN ANALYSIS AND DESIGN OF DAMS**, Bulletin 30.

ICOLD (1981); Bulletin 38, **USE OF THIN MEMBRANES ON FILL DAMS**.

ICOLD (1984a); **DRAFT BULLETIN ON QUALITY CONTROL OF EARTH AND ROCK MATERIALS FOR FILL DAMS**.

ICOLD (1984b); **RIVER CONTROL DURING DAM CONSTRUCTION**.

ICOLD (1986); Committee on Design and analysis of dams; **THE PHILOSOPHY FOR SELECTING DAM DESIGN CRITERIA.**

ICOLD (1988); Sixteenth International Congress; Volume 2, Question 61: Embankment Dams; **IMPERVIOUS ELEMENTS OTHER THAN CLAY CORES.**

Jepsen P.E. (1984); **EVALUATION OF TWO METHODS FOR CONSTRUCTING VERTICAL CUT-OFF WALLS AT WASTE CONTAINMENT SITES**, Symposium on Impermeable Barriers for Soil and Rock, Denver Hilton, Denver, Colorado.

Kays, William B. (1977); **CONSTRUCTION OF LININGS FOR RESERVOIRS, TANKS AND POLLUTION CONTROL FACILITIES**, A Wiley-Interscience Publication, John Wiley & Sons, London.

Kroon, J. (1984); **SWAARTEKRAG DAMSTRUKTURE**, M. Sc.-verhandeling, Universiteit van Pretoria.

Kutzner, C. (1982); **THE VALUE OF INSPECTION GALLERIES**; Water Power & Dam Engineering.

Legge, K.R. (1986); **A NEW APPROACH TO GEOTEXTILE SELECTION**; Symposium Proceedings on Filters for Simposium at Randse Afrikaanse Universiteit; SAICI Geotechnical Division.

Lourens, J.P. (1987); **Persoonlike gesprekke** veral met betrekking tot toepassings van die STATAN-rekenaarprogram, Bruinette Kruger Stoffberg Ing. Posbus 3173, Pretoria.

Lourens, J.P. and Czaplá, H. (1985); **PREDICTION OF DEFORMATIONS OF A DEEP EXCAVATION AND TOWER BLOCK FOUNDATION**, The Civil Engineer in South Africa.

Maksimovic, M. (1973); **OPTIMUM POSITION OF THE CENTRAL CLAY CORE OF A ROCKFILL DAM IN RESPECT TO ARCHING AND HYDRAULIC FRACTURE**; Transactions, Eleventh International Congress on Large Dams, Vol. III, Madrid.

Marachi, N.D., Chan, C.K., Seed H.B. and Duncan, J.M. (1969); **STRENGTH AND DEFORMATION CHARACTERISTICS OF ROCKFILL MATERIALS**, Report no. TE 69-5, Office of Research Services, University of California, Berkley.

Marachi, N.D., Chan C.K., Seed H.B. (1972); **EVALUATION OF PROPERTIES OF ROCKFILL MATERIALS**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE. Vol 98 No. SM1.

Marsal, R.J. (1967); **LARGE SCALE TESTING OF ROCKFILL MATERIALS**. Jnl SM and F. Div., ASCE, vol 93, No SM 2, pp 27-44.

Middlebrooks, A. en Walker, F.C. (1953); **PROCEEDINGS OF THE THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, SWITZERLAND**, vol III pp 213-216.

National Research Council (1983); Commission on Engineering and Technical Systems, Water Science and Technology Board, Committee on the Safety of Existing Dams, **SAFETY OF EXISTING DAMS EVALUATION AND IMPROVEMENT**, National Academy Press, Washington.

Nicol, S.M. (1985); **SPILLWAY DESIGN FOR SMALL DAMS**, Course on the planning design and construction of small earth dams, presented by the Department of Water Affairs.

Nobari, E.S. and Duncan, J.M. (1972); **EFFECT OF RESERVOIR FILLING ON STRESSES AND MOVEMENTS IN EARTH AND ROCKFILL DAMS**, Report no. TE-72-1 to the Chief of Engineers U.S. Army, Waterways experiment station, Department of Civil Engineering, University of California.

Nobari, E.S., Lee, K.L., Duncan, J.M. (1973); **HYDRAULIC FRACTURING IN ZONED EARTH AND ROCKFILL DAMS**, Department of Civil Engineering Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California, Berkley. Report No. TE 73-1.

Oosthuizen, C. (1985); **IMPLEMENTATION OF A DAM SAFETY PROGRAMME FOR THE DEPARTMENT OF WATER AFFAIRS**, Part 4, Guideline 4, A METHODOLOGY FOR THE PROBABILISTIC EVALUATION OF DAMS. Report no 0000/00/0Y04. Department of Water Affairs.

Penman, A.D.M. (1986); **ON THE EMBANKMENT DAM**, Geotechnique 36 no. 3.303-348.

Penman, A.D.M. en Charles, J.A., (1976); **THE QUALITY AND SUITABILITY OF ROCKFILL USED IN DAM CONSTRUCTION**, Trans. 12th ICOLD, Mexico, Vol. 1, pp 533 - 566.

Penman, A.D.M. (1983); **MATERIALS FOR EMBANKMENT DAMS**, Water Power and Dam Construction.

Penman, A.D.M. (1982); **MATERIALS AND CONSTRUCTION METHODS FOR EMBANKMENT DAMS AND COFFER DAMS**, Commission Internationale des Grands Barrages, Rio de Janeiro.

Peterka, A.J. (1972); **HYDRAULIC DESIGN OF STILLING BASINS AND ENERGY DISSIPATORS**; United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Engineering Monograph 25.

Pugh, C.A. (1984); **FUSE PLUG EMBANKMENTS IN AUXILIARY SPILLWAYS DEVELOPING DESIGN GUIDELINES AND PARAMETERS**, Hydraulic Branch, Bureau of Reclamation, Denvor, Colorado.

Rooseboom, A. (1988); **Persoonlike mededeling** veral ten opsigte van die werking van water in kanale wat met armorflex-blokkies bedek is, Departement Siviele Ingenieurswese, Universiteit van Pretoria.

Rutschmann, P. (1988); **SPILLWAY CHUTE AERATION**, Water Power and Dam Construction.

Safe (1987); **A PROGRAM FOR HORIZONTAL AND VERTICAL SEEPAGE ANALYSIS**, Documentation for version 2 of the Program for DOS Based Micro-Computers, Technical and Engineering Software (Pty) Ltd. Houtbay.

SANCOLD (1986); **SAFETY EVALUATION OF DAMS, INTERIM GUIDELINES ON SAFETY IN RELATION TO FLOODS**, Report no 1.

SANCOLD (1988); **GUIDELINES ON FREEBOARD FOR DAMS**; Draft proposals to the committee.

Scheurenberg, R.J. (1986); **INTERNAL STABILITY OF GRANULAR FILTERS**; Symposium Proceedings on Filters for Symposium at Randse Afrikaanse Universiteit; SAICI Geotechnical Division.

Schwartz, K. (1985); **COLLAPSIBLE SOILS**, Die Siviele Ingenieur in Suid-Afrika.

Seed B.S. (1979); **CONSIDERATIONS IN THE EARTHQUAKE-RESISTANT DESIGN OF EARTH AND ROCKFILL DAMS**, Geotechnique 29, no. 3, 215 263.

Sherard, J.L. (1984); **TRENDS AND DEBATABLE ASPECTS IN EMBANKMENT DAM ENGINEERING**; Water Power & Dam Engineering.

Sherard, J.L., Woodward, R.J., Gizienski, S.F., Glevenger, W.A., (1963); **EARTH AND EARTH-ROCK DAMS**. Engineering Problems of Design and Construction; John Wiley and Sons, Inc. New York.

Sherard, J.L., Dunningan, L.P. and Talbot, J.R. (1984a); **FILTERS FOR SILT AND CLAYS**, Jnl. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol. 110, No. 6.

Sherard, J.L., Dunningan, L.P. and Talbot, J.R. (1984b); **BASIC PROPERTIES OF SAND AND GRAVEL FILTERS**, Jnl. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol. 110, No. 6.

Sherard, J.L. (1986); **HYDRAULIC FRACTURING IN EMBANKMENT DAMS**, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112 no., ISSN 07339410, American Society of Civil Engineers, Tuncar B. Edil, Editor. University of Wisconsin-Madison.

Sherard, J.L., Cooke B. (1985); American Society of Civil Engineers, Symposium sponsored, **DESIGN CONSTRUCTION AND PERFORMANCE OF CONCRETE FACED ROCKFILL DAMS.**

Sherman, Walter C. (1986); **EMBANKMENT PORE PRESSURES DURING CONSTRUCTION**, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers.

Siegel, Ronald A. (1975); **COMPUTER ANALYSIS OF GENERAL SLOPE STABILITY PROBLEMS**, Project No.: C-36-36K; File No. 6-14-11; Purdue University Indiana.

SIMPOSIUM OOR DAMVEILIGHEID (1986); Suid Afrikaanse Komitee op Groot Damme, Pretoria.

STATAN-program (1985); SGG/901 STATAN-15. Finite element programme system for application in geotechniques: Users Manual, Software Document SDS 1901-18A; Software-Gruppe Geotechnik.

Tracy, F.T. (1973a); **A PLANE AND AXISYMMETRIC FINITE ELEMENT PROGRAM FOR STEADY STATE AND TRANSIENT SEEPAGE PROBLEMS**; Miscellaneous Paper K-73-4, US Army Engineer Waterways Experiment Station Vicksburg MS, 1973.

Tracy, F.T. (1973b); **A THREE DIMENSIONAL FINITE ELEMENT PROGRAM FOR STEADY STATE AND TRANSIENT SEEPAGE PROBLEMS**; Miscellaneous Paper K-73-3, US Army Engineer Waterways Experiment Station Vicksburg MS.

Tombs S.G. (1981); **STRENGTH AND DEFORMATION CHARACTERISTICS OF ROCKFILL**. PhD Thesis London.

United States Department of the Interior, (1980); Water and Power Resources Service; **A MANUAUL FOR THE SAFETY EVALUATION OF EMBANKMENT DAMS**; Denver, Colorado.

Van Asbeck, W.F., Baron, M.I.C.E. (1964); **BITUMEN IN HYDRAULIC ENGINEERING**, Volume 2, Elsevier Publishing Company, Amsterdam.

Van den Berg, C.L. (1985); **DIE TOEPASSING VAN DIE EINDIGELEMENTMETODE OP BETON SWAARTEDAMME**. Voorgelê ter vervulling van 'n deel van die vereistes vir die graad Magister in Struktuuringenieurswese, Universiteit van Pretoria.

Van Rooyen, J.A. (1978); **DAMOEWERBESKERMING**: Werkstuk as deel van Honneurskursus, Departement Siviele Ingenieurswese, Universiteit van Pretoria.

Van Schalkwyk, A. (1980); **DIE INVLOED VAN GEOLOGIE OP DIE ONTWERP EN KONSTRUKSIE VAN GROTER DAMME IN SUID-AFRIKA**; D.Sc.-verhandeling, Universiteit van Pretoria.

Vaughan, P.R. 1976; **CRACKING AND INTERNAL EROSION OF CLAY CORES OF EMBANKMENT DAMS AND THE DESIGN OF FILTERS TO PREVENT THEM**; Emperical College of Science and Technology, London, Text of lecture given at the Spanish Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering.

Viktor, J. (1980); **REPORT ON LABORATORY TESTS TO DETERMINE THE STRESS-STRAIN-VOLUME CHANGE BEHAVIOUR OF COMPACTED, PARTIALLY SATURATED SOILS FROM DRIEKLOOF DAM**; Report D 0380/117/EM01, Directorate of Water Affairs.

Vischer, D. (1988); **RECENT DEVELOPMENT IN SPILLWAY DESIGN**, Water Power and Dam Construction.

Vittal, N. en Porey, P.D. (1987); **DESIGN OF CASCADE STILLING BASINS FOR HIGH DAM SPILLWAYS**, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 113, No 2, ASCE, ISSN 0733-9429/87/0002-0225.

Wagner, J.R. (1984); **LIQUEFACTION POTENTIAL EVALUATION FOR ARCADIA DAM**; Paper presented at International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering St. Louis.

Waterwet (1956); **WET 54 VAN 1956 SOOS IN 1984 GEWYSIG**, Republiek van Suid Afrika.

Wates, J.A. (1986); **FILTER CRITERIA FOR SYNTHETIC FILTERS**; Symposium Proceedings on Filters for Symposium at Randse Afrikaanse Universiteit; SAICI Geotechnical Division.

Wates, J.A. (1986); **FILTER CRITERIA FOR NATURAL FILTERS**; Symposium Proceedings on Filters for Symposium at Randse Afrikaanse Universiteit; SAICI Geotechnical Division.

Wilkins, J.K. (1956); **FLOW OF WATER THROUGH ROCKFILL AND ITS APPLICATION TO THE DESIGN OF DAMS**, Proc. 2nd Australian and New Zealand Conference Soil Mechechanics.

Wilkins, J.K. (1963); **THE STABILITY OF OVERTOPPED ROCKFILL DAMS**, Proc. 4th Australian and New Zealand Conference Soil Mechechanics.

Wilson, S.D., Marsal, R.J. (1979); **CURRENT TRENDS IN DESIGN AND CONSTRUCTION OF EMBANKMENT DAMS** International Commission on Large Dams (ICOLD); American Society of Civil Engineers. New York.

Wright Stephen, G., Kulhaway, Fred H., Duncan, James M. (1973); **ACCURACY OF EQUILIBRIUM SLOPE STABILITY ANALYSIS**; Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division.

Xanthakos, P. Petros (1979); **SLURRY WALLS**; McGraw-Hill Book Company.

Zienkiewicz, O.C., Cheung Y.K. (1964); **BUTTRESS DAMS ON COMPLEX ROCK FOUNDATIONS**, Water Power, 16, 193.

Zwamborn, J.A. (1970); **RESULTS OF RESEARCH CARRIED OUT IN AUSTRALIA ON BY-WASH SPILLWAYS FOR FARM DAMS**, Trans. Civil Engineer in South Africa.