Rijkswaterstaat
Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat

Technische Leidraad Katern Dijkerosie

24 november 2026

Inhoudsopgave

1. Mechanismen dijkerosie 8
1.1 Fenomenologische beschrijvingen 8
Fenomenologische beschrijving van het mechanisme dijkerosie 8
1.1.1. Steenzettingen 8
Fenomenologische beschrijving van de stabiliteit van een steenzetting op het buitentalud 8
Falen van teen-, overgangs- of aansluitingsconstructie 15
Bezwijkmechanismen van aan steenzettingen verwante bekledingstypen 16
Bezwijken van ingegoten steenzettingen 17
Bezwijken van geschakelde steenzettingen 18
Bezwijken van doorgroeistenen 18
Bezwijken van steenzetting op een berm 18
Bezwijken steenzettingen door niet-hydraulische beschadiging 18
1.1.2 Asfaltbekledingen 19
Fenomenologische beschrijving van de stabiliteit van een asfaltbekleding op het buitentalud 19
Opdrijven door wateroverdrukken bij een gesloten bekleding 23
Bezwijken van een asfaltslab door ontgrondingen 24
1.1.3 Grasbekledingen 25
Fenomenologische beschrijving van de grasbekleding op het buitentalud 25
Fenomenologische beschrijving van de grasbekleding op de kruin en het binnentalud 34
Uittrekmechanisme bij grasbekledingen 41
Schade door stromingingsconcentraties langs objecten 43
Schade door stroming rond niet goed beheerbare delen 45
Slijterosie van grasbekledingen 45
Erosie van overgangen / discontinuïteiten in grasbekledingen 47
Jet-erosie bij grasbekledingen 48
Afstropen van de grasbekleding 50
Headcut erosie bij grasbekledingen 51
1.1.4 Breuksteenbekleding 51
Fenomenologische beschrijving van het bezwijken van een breuksteenconstructie 51
1.2 Beschrijving dijkbekledingen 54
1.2.1 Steenzettingen 54
Beschrijving van de verschillende onderdelen van een steenzetting 54
Functies van een steenzetting 62
Varianten in steenbekledingssystemen 65
Toplaag steenzetting van standaardelementen 66
Toplaag steenzetting van aanverwante bekledingstypen 71
Ingezande en ingeslibte toplaag van de steenzetting 75
Inwasmateriaal in een steenzetting 75
Granulaire laag van een steenzetting 77
Granulaire aanvulling van een dijklichaam onder een steenzetting 78
Geokunststof in steenzettingen 79
1.2.2. Asfaltbekledingen 80

Beschrijving van de verschillende onderdelen van een asfaltbekleding 80
Beschrijving van de functies en eigenschappen van een asfaltbekleding 81
Veelvoorkomende asfaltmengsels voor het bekleden van dijken en dammen 83
De levensduur van een waterbouwasfaltbekleding 86
1.2.3 Grasbekledingen 91
Beschrijving grasbekleding 91
Vegetatie-eigenschappen van grasbekleding op het binnen- en buitentalud 95
Beschrijving van de erosiebestendigheid van zand in een grasmat 97
Cementatie grasbekleding op binnen- en buitentalud 97
Definitie van het falen van de toplaag van een grasbekleding 98
1.2.4 Breuksteenconstructies 98
Beschrijving teenbestorting 98
Patroongepenetreerde breuksteenbekleding 99
2. Veiligheidsanalyse dijkerosie 102
2.1. Technieken voor de veiligheidsanalyse 102
Betrouwbaarheidsanalyses 102
Lengte-effect en meerdere afhankelijke faalmechanismen per traject 102
3. Belastingen 105
Hydraulische belastingen op dijkbekledingen 105
Belastingzones voor zee- en estuariadijken 107
3.1 Waterstanden 108
Waterstanden voor dijkerosie 108
Maatgevende waterstanden voor het beschouwen van opdrijven bij een gesloten bekleding 108
3.2 Belastingverloop 111
Belastingverloop bekledingen 111
Waterstandsverloop voor het mechanisme toplaaginstabiliteit van zetsteen (ZST) 111
Waterstandsverloop voor het mechanisme bezwijken van de asfaltbekleding (AGK en ASP) 116
Waterstandsverloop voor het mechanisme erosie van de grasbekleding op het buitentalud (GEBU oploop en golfklap) 118
Belastingduur voor het mechanisme erosie van de grasbekleding op de kruin en het binnentalud (GEKB) 122
3.3 Golven 124
Bepaling van de golfhoogte gegeven een overschrijdingsfrequentie 124
Golfcondities per waterstandsniveau 124
Golfoverslag en overloop - definities 127
Golfoploop 128
Effect ruwheid steenzetting op golfoploop 130
Golfklappen 131
Gemiddeld overslagdebiet 132
Vertaling van gemiddeld golfoverslagdebiet naar golfhoogte 133
Simuleren hydraulische belasting voor afschuiven grasbekleding binnentalud 134
Proeven met de golfoverslagsimulator 136
Golfoverslag simuleren met een golfoverslagsimulator 137
Stroomsnelheid en laagdikte op de kruin bij overslag 138

Verloop snelheden tijdens overslag ... 139
Aantal golven voor ontwerp en toetsing van breuksteen ... 139
3.4 Overige belastingen ... 141
Hydraulische belasting als gevolg van scheepvaart ... 141
Belasting door extreme neerslag en droogte ... 142
Aanvaringen en drijvende voorwerpen ... 142
IJsbelasting ... 143
Belasting door luchtdruk ... 146
4. Karakteriseren van dijklichaam en bekledingen ... 146
4.1 Dijkprofiel en voorland ... 146
Geometrie dijk, voorland en dammen ... 146
Schematisatie van het dijkprofiel voor de analyse van een steenzetting ... 159
Schematisatie van het dijkprofiel voor de analyse van een asfaltbekleding ... 160
Schematisatie van het dijkprofiel voor de analyse van een grasbekleding ... 161
4.2 Parameters steenzetting ... 166
4.2.1 Toplaagelementen ... 166
Dikte toplaagelement steenzetting ... 166
Het bepalen van de toplaagdikte van een steenzetting ... 168
Dichtheid toplaagelement steenzetting ... 170
Open ruimte tussen toplaagelementen steenzetting ... 171
Open oppervlak toplaagelementen steenzetting ... 173
De korrelgrootte van het inwasmateriaal van een toplaagelement steenzetting ... 174
Parameters voor bepalen toplaaginstabiliteit door langsstroming ... 175
Parameters voor bepalen toplaaginstabiliteit door golfoploop ... 176
4.2.2. Granulaire laag ... 176
Eigenschappen granulaire laag ... 176
Materiaaleigenschappen granulaire laag onder steenzettingen ... 180
Het bepalen van representatieve parameters voor granulaire aanvullingen in steenzettingen ... 181
Dikte van de granulaire laag onder steenzettingen ... 182
(Conservatieve) Standaardwaarden voor de porositeit van de granulaire laag bij steenzettingen ... 184
4.2.3 Geokunststof en onderlagen ... 185
Eigenschappen geotextiel ... 185
Representatieve parameters van geokunststof ... 186
Invloed korrelgrootteverdeling van de zandkern op het faalgedrag van steenzettingen ... 187
Invloed korrelgrootteverdeling van de cohesieve laag op het faalgedrag van steenzettingen ... 187
Dikte van de cohesieve laag onder steenzettingen ... 188
4.2.4. Overige invloedsparameters voor stabiliteit steenzettingen ... 188
De parameters voor het bezwijken van een steenzetting op een berm ... 188
De parameters voor het bezwijken van een steenzetting door teen-,overgangs- of aansluitconstructie ... 189
De invloed van de taludhelling op de beoordeling en het ontwerp van steenzettingen ... 189
4.3 Parameters asfalt ... 191

4.3.1 Mechanische eigenschappen asfaltbekleding ... 191
De laagdikte van een asfaltbekleding ... 191
Stijfheid asfaltbekleding ... 192
Valgewicht-deflectiemeter ... 194
De doorlatendheid van asfalt ... 196
Sterkte asfaltbekleding ... 196
De holle ruimte van asfaltbekleding ... 199
De dichtheid van asfaltbekleding ... 200
De beddingsconstante van de ondergrond bij een asfaltbekleding ... 200
De doorlatendheid van de ondergrond te beschouwen voor opdrijven gesloten bekleding ... 203
4.3.2 Testen voor eigenschappen asfaltbekleding ... 203
Bepalen karakteristieke waarden voor asfalt uit metingen ... 203
Het bepalen van de sterkte van een asfaltbekleding op basis van proefstukken ... 207
Niet-destructief onderzoek voor laagdikte asfaltbekledingen en asfaltkwaliteit ... 208
Bepaling laagdikte asfaltbekledingen uit grondradar ... 209
Het bepalen van de dichtheid van een asfaltbekleding met de nucleaire dichtheidsmeter ... 211
Testen voor mechanische eigenschappen asfalt ... 212
Bepalen mechanische eigenschappen asfaltbekledingen uit laboratoriumonderzoek ... 213
4.4 Parameters grasbekleding ... 215
Graskwaliteit ... 215
De sterkteparameters van een grasbekleding op het buitentalud ... 223
Parameters voor het mechanisme erosie van de grasbekleding op de kruin en het binnentalud ... 227
Parameters van de kleilaag ... 233
Overgangen en objecten op de kruin en het binnentalud ... 236
4.5 Parameters breuksteen ... 242
Parametriseren patroongepenetreerde bekleding ... 243
Coëfficiënten plunging en surging breakers ... 244
Invloedsfactor scheve golfinval ... 246
Golfoploop op ondiepe voorlanden ... 247
Laagdikte breuksteen ... 247
Fictieve permeabiliteitsparameter P ... 248
Schadegetal ... 248
Nominale steendiameter ... 254
5. Rekenmodellen voor dijkerosie ... 256
5.1 Steenzetting ... 256
Model beoordeling stabiliteit toplaag steenzettingen (ZST) ... 256
Toplaaginstabiliteit onder afschuiving (ZAF) ... 259
Toplaaginstabiliteit onder golfaanval (ZTG) - Toetsing ... 260
Toplaaginstabiliteit onder langsstroming (ZTS) ... 260
Materiaaltransport vanuit de ondergrond ... 265
Invloed vlijlagen op materiaaltransport vanuit de ondergrond ... 265
Nadere analyse van de erosie van de onderlagen (ZEO) ... 266

5.2 Asfalt ... 266
Model AGK - Bezwijken van de asfaltbekleding ten gevolge van golfklappen ... 266
Voorbeeld van een toepassing van het rekenmodel AGK ... 270
Model ASP - Bezwijken asfaltbekleding door ontstaan S-profiel ... 271
Model AWO - Bezwijken van de asfaltbekleding ten gevolge van wateroverdrukken ... 273
Voorbeeld van een toepassing van het rekenmodel AWO ... 275
Beoordeling van asfaltbekledingen op ernstige schade (AES) ... 276
Beoordelen van materiaaltransport door het asfalt (AMT) ... 277
5.3 Grasbekleding ... 277
Model GEKB - Erosie van de grasbekleding op de kruin en het binnentalud ... 277
Model GEBU-golfklap - Erosie van de grasbekleding buitentalud door golfklappen ... 280
Model GEBU-golfoploop - Erosie van de grasbekleding buitentalud als gevolg van golfoploop ... 283
Model GABU - Afschuiven door stabiliteitsverlies van de grasbekleding van het buitentalud ... 286
5.4 Breuksteenconstructies ... 289
Beoordelingsschema breuksteenconstructies ... 289
6. Oplossingen voor dijkverbetering ... 292
6.1 Steenzettingen ... 292
Voorselectie bekledingstypen ... 292
Dimensioneringsprincipes van de filters onder een steenzetting ... 293
Keuze soort geokunststof of granulair filter ... 296
Standaard steenzettingen dimensionering op toplaagstabiliteit ... 298
Verschil hergebruik en nieuw aan te voeren toplaagelementen ... 298
Dimensioneren van nieuw aan te voeren standaardelementen op een granulaire laag ... 299
Dimensioneren hergebruikte standaardelementen op granulaire laag ... 301
Dimensioneren steenzettingen met afstandhouders ... 302
Dimensioneren blokkenmatten ... 303
Dimensioneren van doorgroeistenen ... 303
Dimensioneren ingegoten steenzetting ... 304
Dimensioneren steenzettingen met ruwheidselementen ... 304
Samenstellen van dwarsprofielen van de mogelijke varianten voor de dijkbekleding ... 306
Iteratief optimaliseren van het ontwerp van een steenzetting ... 306
Dimensioneren berm bij steenzettingen ... 307
Dimensioneren van de tonrondte in een steenzetting ... 308
Maatregelen tegen afschuiving van steenzettingen ... 311
Dimensioneren van de teenconstructie bij een steenzetting ... 312
Dimensioneren van de teenbestorting ... 313
Dimensioneren van overgangs- en aansluitingsconstructies tussen twee bekledingstypes ... 314
Dimensioneren type betonband bij overgangs- en aansluitingsconstructies ... 314
Dimensioneren buitentalud in de golfoploopzone ... 317
Dimensioneren overstroombare kruin en binnentalud ... 318

Dimensioneren kruin boven ontwerppeil en bijbehorend binnentalud 318
6.2 Asfaltbekledingen 319
Het bepalen van de laagdikte voor dichte bekledingen 319
Bepalen benodigde lengte asfaltslab tegen ontgronding 321
6.3 Breuksteenconstructies 322
Dimensioneren van een steenbestorting 322
Dimensioneren van een breuksteenbekleding op windgolven 327
Dimensioneren van een breuksteenbekleding op stromingsbelasting 328
Dimensioneren van een breuksteenbekleding op scheepsbelastingen 328
Dimensioneren van breuksteenbekleding op ijsbelasting 329
Het dimensioneren van een breuksteenoverlaging 329
7. Beheer 330
7.1 Algemeen 330
Zorgplicht 330
Monitoring en life-cycle management 330
Inspectie en monitoring 332
Legger en beheerregister 334
Noodmaatregelen ter voorkoming van geotechnische instabiliteit 334
Instabiliteit en niet-waterkerende objecten 335
Aansluiting van een dijk op een ander type waterkering of hoge gronden 335
7.2 Beheer van bekledingen 338
Beschrijving van de traditionele bekledingen 338
Specifieke aandachtspunten in het ontwerp en de aanleg van dijkbekledingen 342
Aandachtspunten bij de verschillende bekledingstypen 343
Eisen en wensen bekledingen vanuit secundaire functies 345
Overgangen, aansluitconstructies en bochten in dijkbekledingen 346
Methoden om sterkte aan te tonen van een nieuw type bekleding 347
Constructiegerelateerde belastingen op bekledingen 351
7.3 Steenzettingen 352
Verzamelen van gegevens over steenzettingen 352
Toegankelijkheid buitentalud bij steenzettingen voor beheer en onderhoud 353
7.4 Asfaltbekleding 354
Testen om de verwerkbaarheid vast te stellen van asfalt 354
Schadebeelden bij asfaltbekledingen 355
Locatiegebonden factoren voor begroeiing op asfaltbekledingen - Voorbereiding, inventariseren functies en eisen 363
7.5 Grasbekleding 367
Aanleg van een grasbekleding 367
Effect beheer op erosiebestendigheid van gras 369
Effect graafgangen op erosiebestendigheid grasbekleding op binnen- en buitentalud 369
Dagelijks beheer grasbekledingen en te vermijden situaties 371
7.6 Breuksteenconstructies 373
Uitvoering, inspectie en beheer en onderhoud breuksteenconstructies 373

1. Mechanismen dijkerosie

1.1 Fenomenologische beschrijvingen

Fenomenologische beschrijving van het mechanisme dijkerosie

Hieronder wordt een fenomenologische beschrijving van het mechanisme dijkerosie gegeven. Dijkerosie kan optreden als gevolg van verhoogde hydraulische belastingen, mogelijk in combinatie met overige belastingen zoals aanvaringen, graverij of neerslag/droogte. Het mechanisme kan ook optreden als vervolgproces op initiële mechanismen zonder directe relatie tot dijkerosie.

Dijkerosie

Dijkerosie kan optreden wanneer een hydraulische belasting (waterstand, golfbelasting en/of stroming) schade toebrengt aan de dijkbekleding ofwel bestaande schade aan dezelfde bekleding vergroot. De dijkbekleding kan bestaan uit een groot aantal verschillende materialen met elk hun eigen kenmerken en weerstand tegen dijkerosie. De meest voorkomende dijkbekledingen zijn:

- Stortsteen
- Steenzetting
- Asfaltbekleding
- Grasbekleding

Voor elk bekledingstype zijn initiële mechanismen aan te wijzen die tot falen van de betreffende dijkbekleding kunnen leiden. Daarnaast heeft ook de ligging van het betreffende bekledingstype invloed op welk initieel mechanisme kan optreden. Zo verschilt het mogelijke initiële mechanisme voor grasbekleding in de golfklapzone van dat van grasbekleding in de oploopzone. De initiële mechanismen voor de meest voorkomende dijkbekledingen zijn beschreven in de volgende artikelen:

- Fenomenologische beschrijving steenzetting buitentalud
- Fenomenologische beschrijving asfaltbekleding buitentalud
- Fenomenologische beschrijving grasbekleding buitentalud
- Fenomenologische beschrijving grasbekleding binnentalud
- Fenomenologische beschrijving breuksteenbekleding.

Voor gedetailleerde informatie over hoe om te gaan met stortstenen wordt verwezen naar de Rock Manual.

Na het falen van de dijkbekleding kunnen eventuele aanwezige onderlagen uitspoelen en kan het kernmateriaal van de dijk eroderen. Erosie van het kernmateriaal kan uiteindelijk leiden tot bresvorming. In dat geval verliest de waterkering zijn waterkerende functie en wordt gesproken van falen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

1.1.1. Steenzettingen

Fenomenologische beschrijving van de stabiliteit van een steenzetting op het buitentalud

Hieronder worden de initiële mechanismen voor de stabiliteit van een steenzetting op het buitentalud fenomenologisch beschreven. Vijf mechanismen worden beschreven:

- Toplaaginstabiliteit onder golfaanval. Hierbij wordt een zetsteen uit de steenzetting gelicht door golven die inslaan op het talud (ZTG)
- Toplaaginstabiliteit door langsstroming. Hierbij wordt een zetsteen uit de steenzetting gelicht ten gevolge van sterke stroming langs een dijk. (ZTS).

- Afschuiving als gevolg van vervorming van de ondergrond door golven die op de steenzetting slaan en een S-profiel genereren (ZAF)
- Materiaaltransport vanuit de ondergrond getriggerd door een waterbeweging in de filter zodanig is dat het onderliggende materiaal (klei of zand) gaat eroderen en uitspoelt. Hierdoor verzakt de toplaag en verliest deze zijn samenhang. (ZMO)
- Materiaaltransport vanuit de granulaire laag waarbij korrels van het filters uitspoelen door de gaten in de toplaag. Hierdoor verzakt deze en verliest zijn samenhang (ZMG)

Het erosieproces dat betrekking heeft op de onderlagen (de granulaire laag (filter) en een eventuele aanwezig(e) geotextiel en/of kleilaag), wordt aangeduid met 'Erosie van de onderlagen' en als onderdeel van de vervolgprocessen beschouwd. Dit is geen vervolgproces als grote golfbelasting leidt tot een lokale afschuiving waarbij de kern bloot komt te liggen.

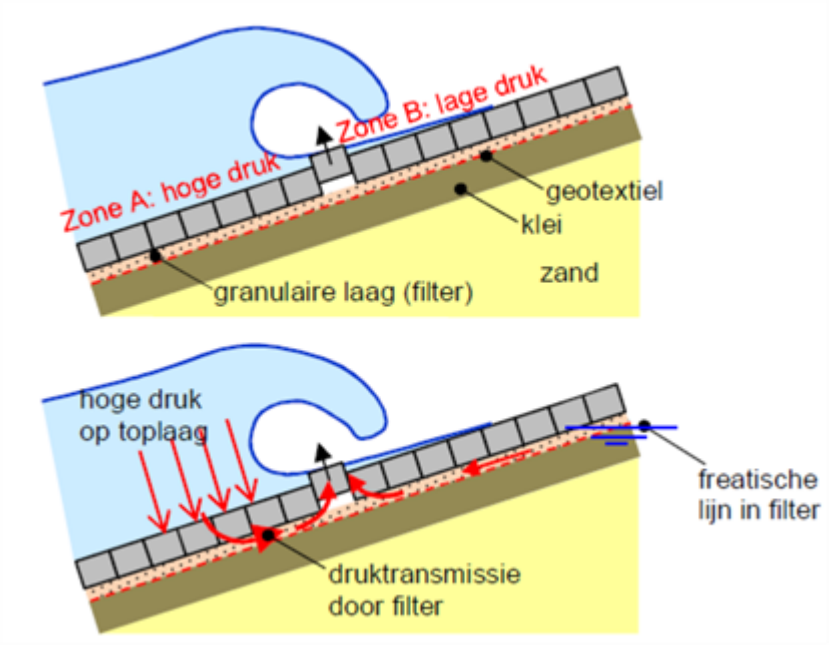
Stabiliteit steenzetting buitentalud

Instabiliteit van een steenzetting op het buitentalud kan optreden als gevolg van golfbelasting (golfneerloop, golfklap en golfoploop). Ook stroming langs de dijk kan tot instabiliteit van de steenzetting leiden.

Toplaaginstabiliteit onder golfaanval

Brekende golven op een taludbekleding van gezette steen geven een zware belasting, vooral net onder de waterlijn. Op het moment waarop de golf zich maximaal heeft teruggetrokken (golfneerloop) is er sprake van een muur van water op het talud in zone A, zie Figuur 1. Dit levert een hoge druk op het talud. In zone B is de druk laag.

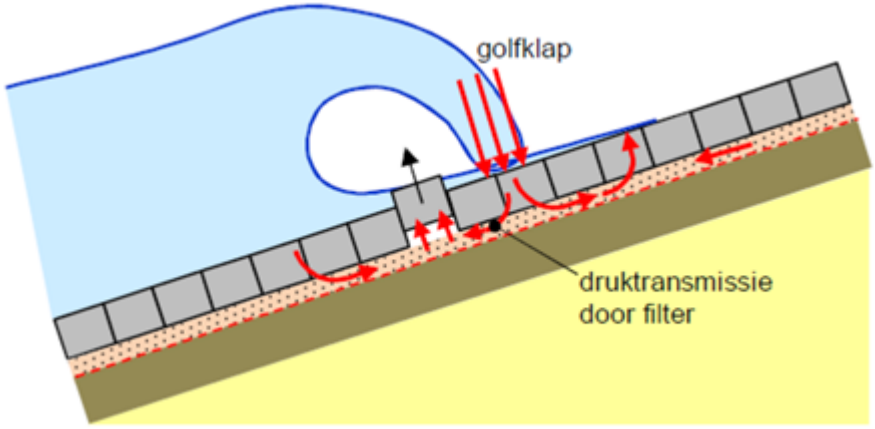
De hoge druk op het talud wordt doorgegeven aan de granulaire laag (filter) onder de toplaag en komt ook onder de toplaag in zone A. Tegelijkertijd is er sprake van een verhoogde freatische lijn in het filter vanwaar water door het filter naar beneden en naar buiten stroomt. Waar zone A op zone B aansluit ontstaat er daardoor een opwaarts drukverschil over de toplaag die de neiging heeft om zetstenen uit de bekleding te drukken. Deze situatie houdt in elke golf circa 0,2 tot 0,7 seconde aan en dat kan voldoende zijn om de zetstenen stukje bij beetje uit de toplaag te drukken, of ineens helemaal tijdens een grote golf.



Figuur 1 Golfneerloop leidt tot drukverschil over toplaag.

Dit mechanisme treedt op bij steenzettingen met een relatief kleine doorlatendheid van de toplaag en grote doorlatendheid van het filter. De meeste moderne steenzettingen hebben een zodanig grote doorlatendheid dat het moment van de golfklap maatgevend wordt. Dat moment is weergegeven in Figuur 2.

De golfklap geeft een kortdurende (circa 0,1 à 0,3 seconde) zeer hoge druk op het talud. Deze hoge druk is slechts in een smalle strook op het talud aanwezig en wordt via het filter doorgegeven aan de zones ernaast, waar een opwaarts drukverschil ontstaat. Daar kunnen zetstenen uit de bekleding gedrukt worden. Het principe van deze belasting is verder hetzelfde als die tijdens de golfneerloop.



Figuur 2 Druktransmissie vanaf golfklap door het filter, leidend tot een opwaarts stijghoogteverschil.

De mate waarin bovenstaande processen leiden tot een drukverschil over de toplaag is afhankelijk van de doorlatendheid van toplaag en de onderliggende granulaire laag (filter). Wanneer het filter relatief doorlatend is en de toplaag relatief ondoorlatend, dan is dat ongunstig voor de stabiliteit van steenzetting: bij dezelfde golfcondities wordt het drukverschil over de toplaag groot. De verhouding in doorlatendheden, gecombineerd met de dikte van de toplaag en het filter, wordt gekarakteriseerd door de zogenaamde leklengte. Een goed ontworpen steenzetting heeft een lage doorlatendheid van het filter, waardoor de druktransmissie wordt verminderd, en een hoge doorlatendheid van de toplaag. Dat laatste zorgt ervoor dat de verhoogde druk onder de toplaag gemakkelijk weg kan vloeien. De leklengte van een dergelijke constructie is relatief kort.

Omdat de leklengte afhankelijk is van de eigenschappen van de toplaag en het filter, kan dit aspect ook bij de sterkte gerekend worden. Doorgaans wordt het drukverschil echter meer gerelateerd aan de belasting.

Boven de waterlijn is de belasting van de steenzetting veel minder dan er net onder. De grootte van de belasting wordt steeds minder naarmate we verder boven de stilwaterlijn komen en is gereduceerd tot nul ter hoogte van het golfoploopniveau. De belasting wordt veroorzaakt door verdwaalde zwakke golfklappen, het drukfront van het golfoploopfront en hoge stroomsnelheden. Ook hier speelt de leklengte een rol ten aanzien van de grootte van de drukverschillen over de toplaag.

Statische verschildruk door een hogere freatische lijn onder de toplaag dan de buitenwaterstand levert zelden een belangrijke belasting op. Dit kan alleen spelen bij een ingegoten steenzetting die waterdicht is ingegoten tot en met een waterdichte teenconstructie. Dit laatste komt vrijwel niet voor.

De sterkte van de steenzetting wordt bepaald door het eigen gewicht van de toplaag per vierkante meter en de interactie tussen de zetstenen. Voor het eigen gewicht per m^2 geldt dat de open ruimte tussen de zetstenen niet meetelt, ook al zijn ze gevuld met steenslag, en gaat het dus primair om de

toplaagdikte en dichtheid van het materiaal waar de zetstenen van gemaakt zijn.
De interactie tussen de stenen kan aanwezig zijn door:

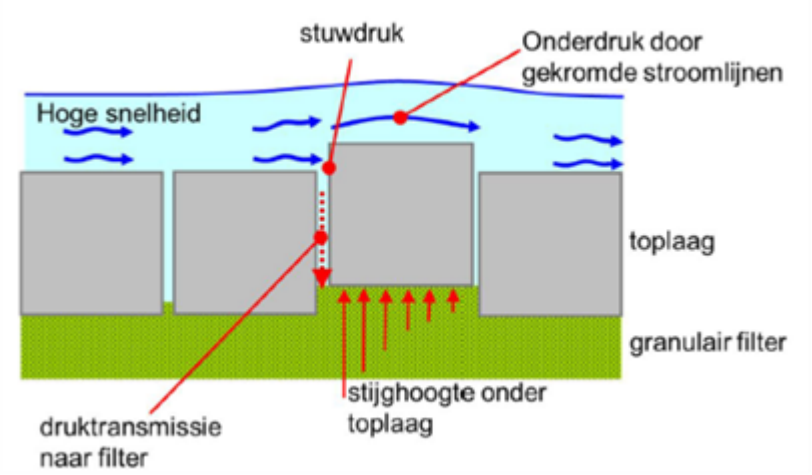
- Wrijving tussen losse zetstenen.
- Klemming (door normaalkracht in het vlak van de zetting, verder versterkt bij vervorming van het taludoppervlak).
- Interlocking, bijvoorbeeld door een hol-en-dol verbinding tussen de zetstenen (messing en groef).
- Kabels door de blokken of een verbinding via het onderliggende geotextiel bij blokkenmatten.
- Asfaltmastiek of beton in de spleten tussen de zetstenen.

Klemming is in moderne steenzettingen een belangrijk aspect van de sterkte. Het speelt bij steenzettingen met inwasmateriaal in de spleten, zodat de afzonderlijke zetstenen goed contact met elkaar maken. Door de bovenliggende rijen ontstaat er een normaalkracht in het vlak van de steenzetting die zorgt dat de zetstenen stijf tegen elkaar gedrukt worden. Hierdoor kan de steenzetting zowel dwarskrachten als buigende momenten opnemen. Zodra de steenzetting als gevolg van verschildrukken iets wordt opgelicht, zorgt de interactie tussen de zetstenen ervoor dat de normaalkracht en daardoor ook de klemming toeneemt.

Voor steenzettingen bestaande uit rechthoekige betonblokken zonder inwasmateriaal mag niet op klemming worden gerekend. In een dergelijke steenzetting zit een paar procent van de zetstenen volledig los tussen de andere zetstenen en kunnen individuele blokken dus uit de steenzetting gelicht worden door de verschildrukken.

Toplaaginstabiliteit door langsstroming

In bijzondere gevallen kan het zijn dat de golfbelasting slechts zeer gering is, terwijl er wel een sterke stroming langs de dijk mogelijk is. In een dergelijk geval kan de stromingsbelasting maatgevend zijn. Dit kan het geval zijn bij bijvoorbeeld een schaardijk langs een rivier. Uitstekende stenen, maar ook ter plaatse van overgangs- en, aansluitingsconstructies of knikken in het talud, kunnen leiden tot een verhoogde verschildruk over de toplaag, zie Figuur 3. De stroomsnelheid botst tegen de uitstekende steen en dat leidt tot een plaatselijke hoge stuwdruk. Deze wordt doorgegeven naar het filter onder de toplaag. Tegelijk gaat het water over de uitstekende zetsteen, constructies en/of knikken met gekromde stroomlijnen. Dat geeft een zuiging (verlaagde druk) boven de zetsteen.

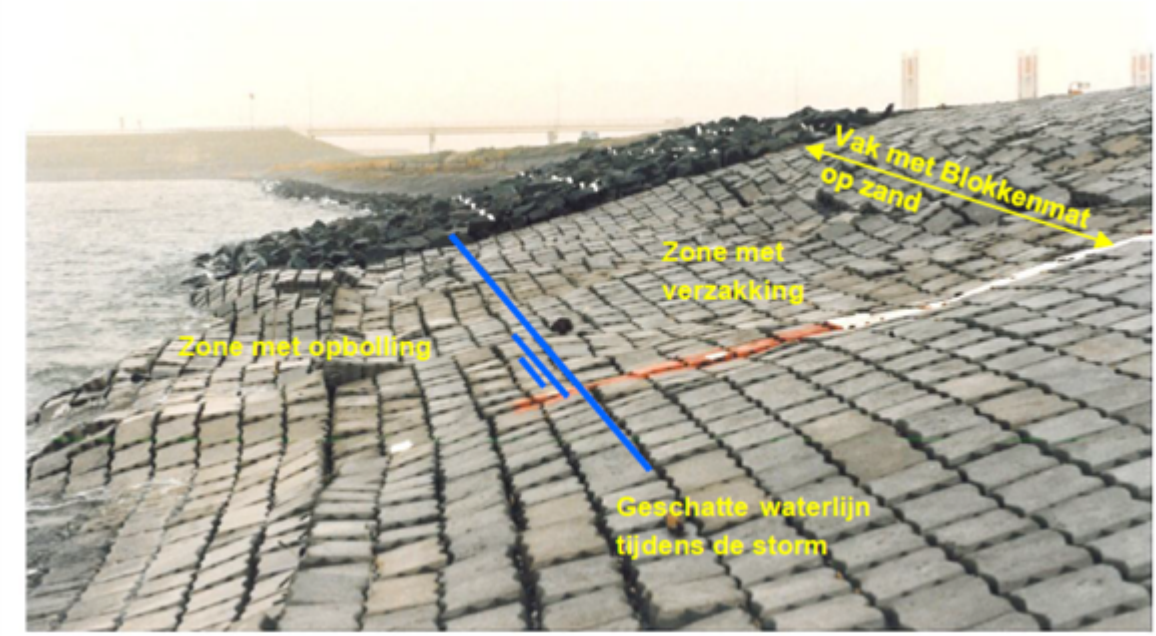


Figuur 3 Een verhoogde verschildruk over de toplaag door stroomsnelheden.

Afschuiving

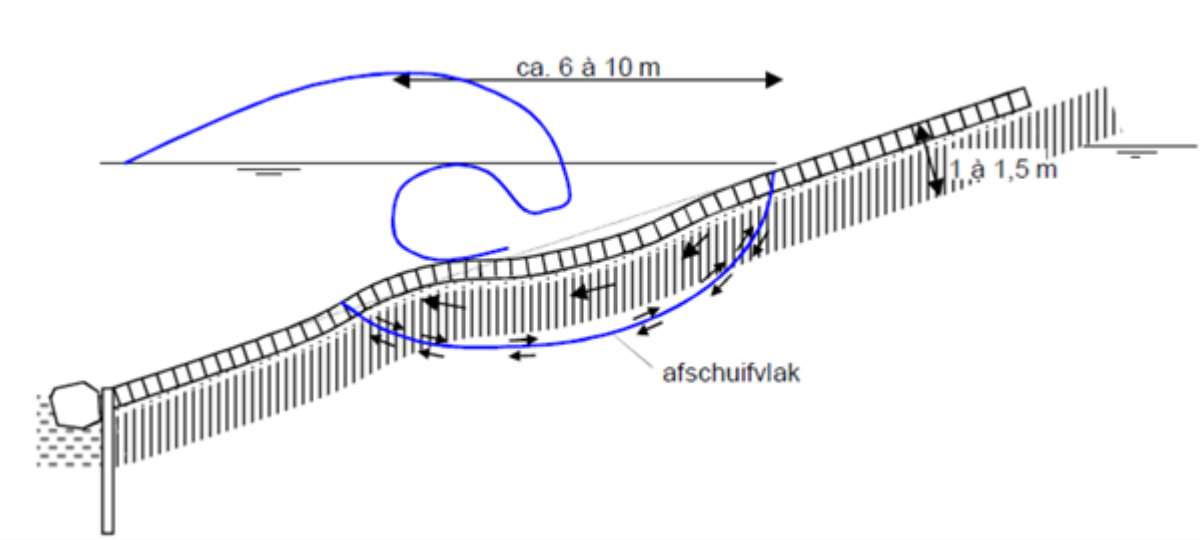
Golfbelasting kan niet alleen leiden tot bezwijken van de steenzetting, maar in bijzondere

omstandigheden ook tot bezwijken van de ondergrond onder die steenzetting, zie ook Figuur 4.



Figuur 4 Afschuiving bij proefvak bij Lelystad met blokkenmatten op zand (met tevens migratie van zand onder de mat naar beneden als gevolg van matbewegingen.

De golfbelasting zorgt voor een wisselde waterdruk in de ondergrond. Dit is vooral mogelijk als er geen kleilaag aanwezig is of als deze relatief dun is. De wisselende waterdrukken in het (onder de klei aanwezige) zand in combinatie met de golfbelasting kan leiden tot opdrijven van de bekleding en verweking van het zand. Hierdoor kan het zand zich gaan verplaatsen, wat leidt tot vervorming van het talud. Elke grote golf kan wat extra vervorming opleveren, waardoor na verloop van tijd een S-profiel (zoals geschetst in Figuur 5) of een andere taluddeformatie ontstaat, met als ultiem gevolg dat de toplaag zijn samenhang verliest.

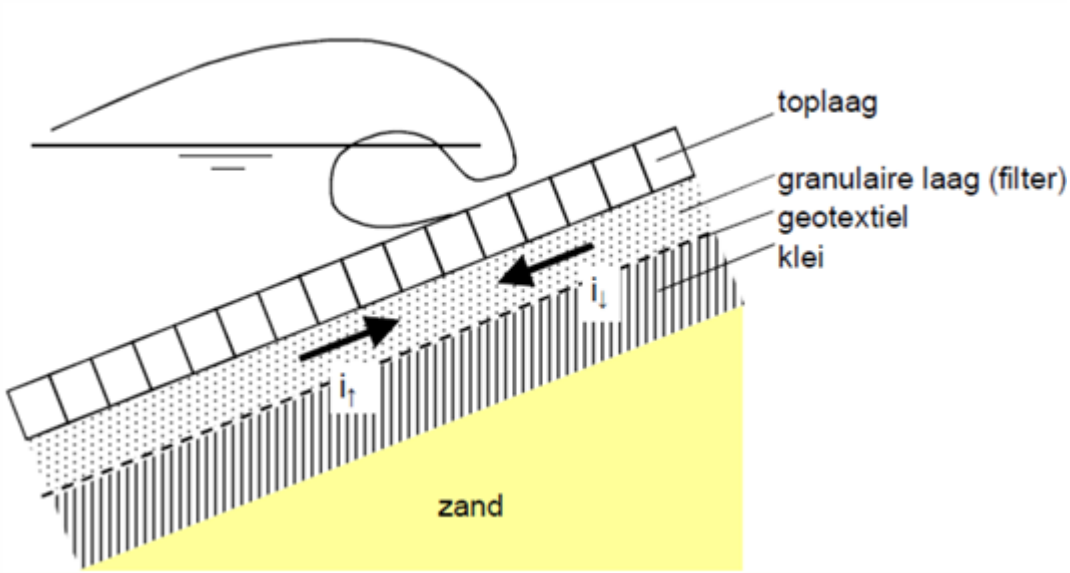


Figuur 5 Gemodelleerde weergave van de vervorming tot een S-profiel.

Materiaaltransport vanuit de ondergrond

De ondergrond onder de steenzetting wordt doorgaans beschermd door een geotextiel. Dit zorgt ervoor dat het zand of de klei eronder niet door de waterbeweging gaat uitspoelen. Het uitspoelen kan leiden tot ontoelaatbare vervormingen waardoor de toplaag van gezette steen zijn samenhang

verliest.
Vroeger werden in plaats van een geotextiel vaak vlijlagen op de klei gebruikt (minstens een dubbele laag) of een granulair filter op zand. Het principe van het mechanisme is dan echter hetzelfde.



Figuur 6 Verhang langs het grensvlak (omhoog en omlaag gericht).

De belasting wordt veroorzaakt door de golven die een waterbeweging op het klei- of zandoppervlak veroorzaken. De sterkte is gerelateerd aan de verhouding tussen de korrels van het zand (of klei) en de openingen in het geotextiel (of vlijlagen/ granulaire filter).

De belasting op het grensvlak tussen het filter en de ondergrond wordt gekarakteriseerd door het verhang over dit grensvlak. De sterkte wordt bepaald door de verhouding tussen de grootte van de korrels van de onderliggende laag en de openingen in het geotextiel (of vlijlagen, of in granulaire laag). Er is instabiliteit als de korrels worden opgepikt en door de stroming in het filter worden afgevoerd. Het verhang waarbij dit net wel / net niet gebeurd, wordt het kritieke verhang genoemd. Het gaat hierbij steeds om het verhang evenwijdig aan de toplaag. Omdat het kritieke verhang bij een (evenwijdig aan het talud) omhoog gerichte stroming in het filter groter is dan bij een omlaag gerichte stroming langs het grensvlak, worden beide verhangen beschouwd. Voor het kritieke verhang bij een omhoog gerichte stroming is de belasting omhoog gericht. Voor de omlaag gerichte stroming is de belasting juist omlaag gericht.

De sterkte wordt beïnvloed door het al dan niet aanwezig zijn van een geotextiel. Als er een geotextiel dan zijn de karakteristieke openingen in het geotextiel de meest bepalende factor. Als er geen geotextiel is, dan wordt de sterkte bepaald door de verhouding tussen de korrelgrootte van de ondergrond en in het erboven liggende filter.

Als de belasting de sterkte overtreft, zal de ondergrond gaan uitspoelen. Dat leidt uiteindelijk tot het verzakken van de steenzetting, waardoor deze uit het verband raakt en samenhang verliest.

Materiaaltransport vanuit de granulaire laag

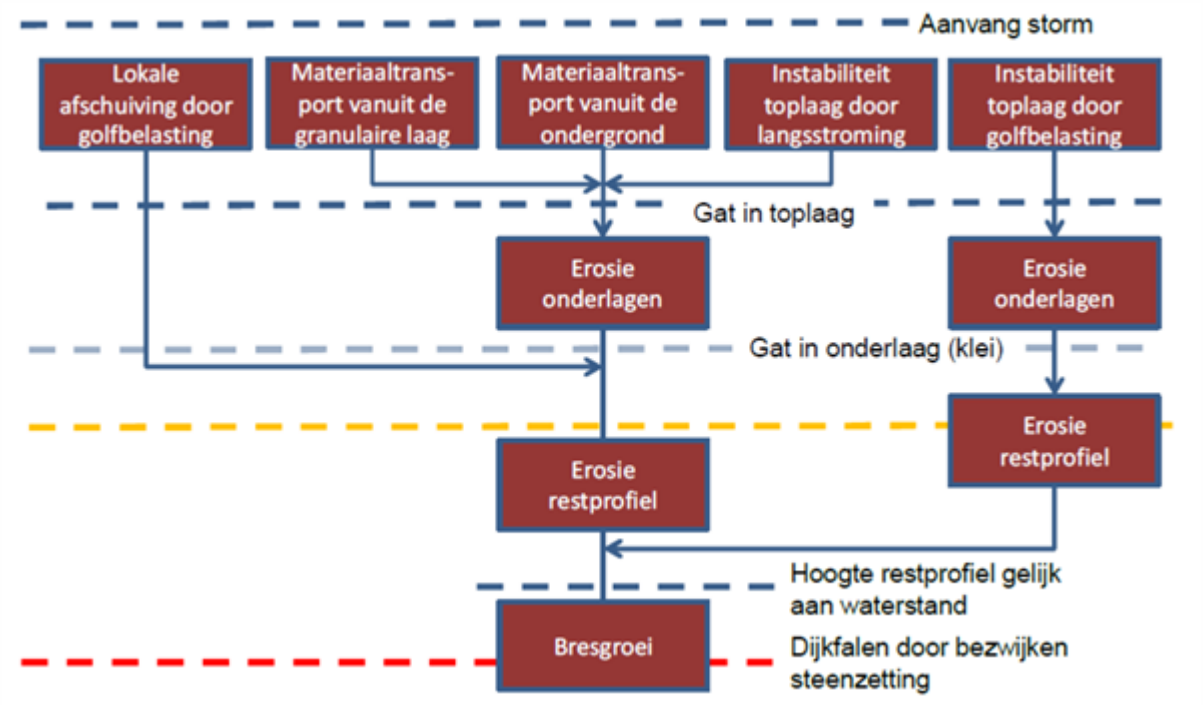
Zoals beschreven bij ‘Toplaagstabiliteit onder golfaanval’ is het voor de stabiliteit gunstig om de toplaag doorlatend te maken door middel van spleten en gaten. De openingen in de toplaag mogen echter niet te groot worden, omdat dan uitspoeling van granulair materiaal uit de uitvullaag of het filter kan optreden.

De golven zorgen voor een waterbeweging op de toplaag en een stroming van water door de toplaag

naar buiten tijdens golfneerloop. Dit kan ertoe leiden dat granulair materiaal uit de uitvullaag of het filter gaat uitspoelen, tenzij de geometrie van de openingen zodanig is dat dit niet gebeurd. Dit laatste is afhankelijk van de breedte en diepte van de gaten en spleten in verhouding tot de korrelgrootte van het onderliggende materiaal.

Overzicht van het faaltraject stabiliteit steenzetting op het buitentalud

Een voorbeeld van een faalpad voor het falen van de dijk als gevolg van instabiliteit van een steenzetting op het buitentalud is weergegeven in Figuur 7.



Figuur 7 Faalpad tot falen dijk als gevolg van instabiliteit van de steenzetting op het buitentalud.

Het mechanisme 'Toplaaginstabiliteit onder golfaanval' is vaak het bepalende mechanisme voor het ontstaan van een gat in de toplaag. Wanneer onder golfaanval één of meerdere stenen uit de steenzetting worden gelicht kan de hieronder aanwezige granulaire laag (filter) door het gat uitspoelen en wordt de steenzetting (verder) ondermijnd. Hierdoor groeit het gat en kan verdere erosie van de onderlagen plaatsvinden.

Ook door materiaaltransport vanuit de ondergrond en/of granulaire laag kan de toplaag verzakken en zijn samenhang verliezen. Beide mechanismen kunnen na enige tijd leiden tot een gat in de toplaag dat door verdere uitspoeling van het filter zal groeien.

Nadat er een gat in de onderlaag is ontstaan, vindt erosie van de dijkkern plaats. Wanneer een grote belasting leidt tot een lokale afschuiving dan wordt verondersteld dat direct erosie van de dijkkern plaatsvindt. Pas als de dijkkern zodanig is geërodeerd dat de resulterende kruinhoogte tot onder de actuele waterstand is gezakt, is sprake van een dijkdoorbraak en faalt de dijk. Merk op dat na falen van de toplaag alleen een bres kan ontstaan als de duur van de hydraulische belasting tijdens extreme omstandigheden langer is dan de erosieduur van de onderlagen en/ of dijkkern. Het is echter ook mogelijk dat gedurende het erosieproces een ander mechanisme optreedt. Zo kan door het steeds smaller wordende profiel het binnentalud van de dijk eerder instabiel worden door een toename van waterspanningen in de dijk of overslaande golven.

Als gevolg van langsstroming kan ook een gat in de toplaag ontstaan. Hoewel voor bresvorming hierbij ook eerst erosie van onderlagen en dijkkern moet plaatsvinden, zal in vergelijking met erosie

door golven de schadeontwikkeling bij erosie door stroming mogelijk anders verlopen.
Behalve door bezwijken van de toplaag zelf kan de bekleding op het buitentalud ook beschadigd worden andere mechanismen zoals buitenwaartse afschuiving. Bij een dergelijk mechanisme beschadigt de bekleding zodanig dat de steenzetting faalt en het dijklichaam niet meer (afdoende) beschermt wordt tegen erosie door golven/stroming.

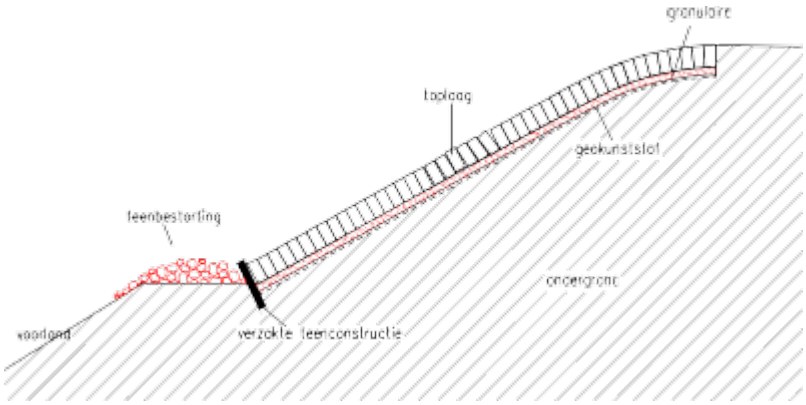
Versie 1.0: 2 juli 2025

Falen van teen-, overgangs- of aansluitingsconstructie

De teen-, overgangs- of aansluitingsconstructie heeft als functies de aangrenzende bekleding op te sluiten en erosie van de onderlagen van die aangrenzende bekledingen te voorkomen.

De aanwezigheid van een teen-, overgangs- of aansluitingsconstructie is op twee manieren van belang voor de bezwijkmechanismen van steenzettingen: de constructie kan een negatieve invloed hebben op de aansluitende steenzetting en de constructie kan zelf falen door grondmechanische instabiliteit en/of materiaaltransport.

Een voorbeeld staat in Figuur 1. Zoals een steenzetting tegen een teen- of overgangsconstructie rust, zo rust een teenconstructie tegen een onderliggende teenbestorting én is deze gefundeerd in de bodem. Het verdwijnen van deze ondersteuning (bijvoorbeeld door ontgronding) kan leiden tot falen van de teenconstructie.



Figuur 1 Mechanisme falen teenconstructie.

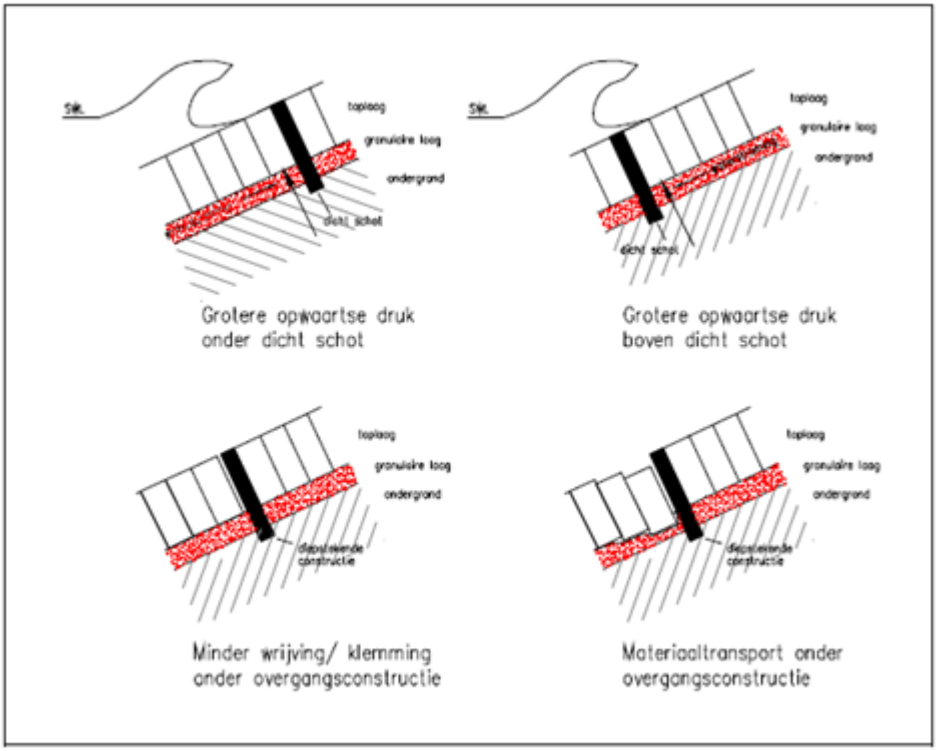
Voor het falen van de teen- of overgangsconstructies zelf worden geen concrete parameters genoemd: daarvoor bestaan teveel typen en zijn ze te complex. Dit komt ook tot uiting in de methodiek voor ontwerp en voor de beoordeling die vooral gebaseerd is op kwalitatieve ervaringsgegevens. Voor laaggelegen constructies kunnen ervaringsgegevens een indicatie zijn van de veiligheid, omdat in die zone in de meeste gevallen vrijwel maatgevende belastingen zijn voorgekomen.

Een teen-, overgangs- of aansluitingsconstructie kan op twee manieren een ongunstige invloed hebben op de aansluitende bekleding.

1. Ten eerste kan de drukvoortplanting onder de toplaag worden geblokkeerd; de resulterende toename van de waterdruk onder de toplaag is van belang voor het bezwijkmechanisme toplaaginstabiliteit.
2. Ten tweede kan de aansluiting met de steenzetting niet goed zijn; dit leidt tot een grotere kans op materiaaltransport en kan leiden tot toplaaginstabiliteit door vermindering van wrijving en klemming.

Beide verschijnselen zijn vooral van belang voor horizontale overgangsconstructies en voor

aansluitingsconstructies. Vier voorbeelden zijn weergegeven in Figuur 2. De bovenste twee betreffen het blokkeren van de drukvoortplanting, de onderste twee de minder goede aansluiting tussen steenzetting en overgangsconstructie. In de praktijk blijken toplaaginstabiliteit en materiaaltransport vaak in de buurt van teen- en overgangsconstructies voor te komen.



Figuur 2 Ongunstige invloed van overgangsconstructies.

De volgende specifieke eigenschappen van de overgangsconstructie zijn van belang voor de toplaaginstabiliteit en materiaaltransport.

1. Mate van afsluiting van de granulaire laag: hoe meer de drukvoortplanting in de granulaire laag wordt geblokkeerd, hoe groter de waterdruk in het filter en dus een grotere kans op toplaaginstabiliteit.
2. Aansluiting met de toplaagelementen: hoe slechter deze aansluiting, hoe groter de kans op materiaaltransport.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Bezwijkmechanismen van aan steenzettingen verwante bekledingstypen

Bezwijken van geschakelde steenzettingen

Voor geschakelde steenzettingen gelden globaal dezelfde bezwijkmechanismen als voor standaardsteenzettingen. De onderlinge verbinding maakt de toplaag iets stabieler. Blokkenmatten kunnen bezwijken door het losraken en omklappen van hoekelementen onder golfaanval. De interactie tussen de blokken en de mat wordt meestal pas gemobiliseerd wanneer er beweging ontstaat. Wanneer de mat gaat bewegen kan de ondergrond gaan schuiven waardoor er schade ontstaat, het taludprofiel krijgt dan een S-vorm.

Bezwijken van doorgroeistenen

Het maatgevende faalmechanisme voor doorgroeistenen is de uitspoeling van grond vanuit de gaten in de toplaagelementen. Hierdoor wordt de toplaag ondermijnd. Dit is alleen mogelijk als de

grasbekleding in de gaten bezwijkt. Bij grasbekleding met doorgroeistenen ontstaat weliswaar eerder initiële schade dan bij gewone grasbekleding, maar de uiteindelijke schade is kleiner.

Bezwijken van ingegoten steenzettingen

Penetratie met beton of asfalt kan de toplaag waterdicht maken en zoveel extrasamenhang tussen de toplaagelementen tot stand brengen dat het geheel fungeert als een plaatbekleding. Voor dit bekledingstype zijn drie bezwijkmechanismen van belang:

- Oplichten van de toplaag
- Afschuiving
- Materiaaltransport.

De mechanismen afschuiving en materiaaltransport zijn niet principieel anders dan voor standaardsteenzettingen. Hieronder wordt verder ingegaan op het mechanisme oplichten van de toplaag dat specifiek geldt voor ingegoten bekledingen.

Een ingegoten toplaag kan oplichten door golfbelasting (via drukopbouw in de granulaire laag), door statische wateroverdruk of door een combinatie van beide. Vanaf een bepaalde mate van oplichten kunnen scheuren in de toplaag ontstaan, maar dit leidt nog niet direct tot falen van de toplaag. Het maatgevende mechanisme is dat er ruimte ontstaat tussen toplaag en granulaire laag op het moment dat er een aanzienlijke stroming is in de granulaire laag. Als deze ruimte groot genoeg is, zalmigratie van het granulaire materiaal optreden. Op den duur leidt dit tot vervorming van het profiel, waardoor de samenhang van de bekleding verloren gaat. Een ingegoten, en dus volledig waterdichte, teenconstructie is ongunstig voor de stabiliteit.

Als niet zeker is dat de toplaag fungeert als plaat, kan niet alleen rekening worden gehouden met oplichten van de toplaag, maar ook met het bezwijkmechanisme toplaaginstabiliteit van een standaardsteenzetting. Dit is het geval bij een oppervlakkig gepenetreerde (overgoten) steenzetting of als getwijfeld wordt aan de kwaliteit van het penetratiemateriaal; bij ontwerp is dat niet relevant.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Bezwijken van ingegoten steenzettingen

Penetratie met beton of asfalt kan de toplaag waterdicht maken en zoveel extra samenhang tussen de toplaagelementen tot stand brengen dat het geheel fungeert als een plaatbekleding. Voor dit bekledingstype zijn drie bezwijkmechanismen van belang:

- Oplichten van de toplaag
- Afschuiving
- Materiaaltransport.

De mechanismen afschuiving en materiaaltransport zijn niet principieel anders dan voor standaardsteenzettingen. Hieronder wordt verder ingegaan op het mechanisme oplichten van de toplaag dat specifiek geldt voor ingegoten bekledingen.

Een ingegoten toplaag kan oplichten door golfbelasting (via drukopbouw in de granulaire laag), door statische wateroverdruk of door een combinatie van beide. Vanaf een bepaalde mate van oplichten kunnen scheuren in de toplaag ontstaan, maar dit leidt nog niet direct tot falen van de toplaag. Het maatgevende mechanisme is dat er ruimte ontstaat tussen toplaag en granulaire laag op het moment dat er een aanzienlijke stroming is in de granulaire laag. Als deze ruimte groot genoeg is, zal migratie van het granulaire materiaal optreden. Op den duur leidt dit tot vervorming van het profiel, waardoor de samenhang van de bekleding verloren gaat. Een ingegoten, en dus volledig waterdichte,

teenconstructie is ongunstig voor de stabiliteit.
Als niet zeker is dat de toplaag fungeert als plaat, moet niet alleen rekening worden gehouden met oplichten van de toplaag, maar ook met het bezwijkmechanisme toplaaginstabiliteit van een standaardsteenzetting. Dit is het geval bij een oppervlakkig gepenetreerde (overgoten) steenzetting of als getwijfeld wordt aan de kwaliteit van het penetratiemateriaal; bij ontwerpen is dat niet relevant.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Bezwijken van geschakelde steenzettingen

Voor geschakelde steenzettingen gelden globaal dezelfde bezwijkmechanismen als voor standaardsteenzettingen. De onderlinge verbinding maakt de toplaag iets stabieler. Blokkenmatten kunnen bezwijken door het losraken en omklappen van hoekelementen onder golfaanval. De interactie tussen de blokken en de mat wordt meestal pas gemobiliseerd wanneer er beweging ontstaat. Wanneer de mat gaat bewegen kan de ondergrond gaan schuiven waardoor er schade ontstaat, het taludprofiel krijgt dan een S-vorm.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Bezwijken van doorgroeistenen

Het maatgevende faalmechanisme voor doorgroeistenen is de uitspoeling van grond vanuit de gaten in de toplaagelementen. Hierdoor wordt de toplaag ondermijnd. Dit is alleen mogelijk als de grasbekleding in de gaten bezwijkt. Bij grasbekleding met doorgroeistenen ontstaat weliswaar eerder initiële schade dan bij gewone grasbekleding, maar de uiteindelijke schade is kleiner.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Bezwijken van steenzetting op een berm

Een steenzetting op een berm kan niet worden gezien als een steenzetting op een zeer flauw talud, want de aanwezigheid van een talud onder de berm en de knik daartussen zorgt voor een bijzondere situatie. In de granulaire laag onder het talud ontstaat onder golfaanval een op- en neergaande waterbeweging. Bij de knik naar de berm toe wordt deze stroming gedwongen om van richting te veranderen; dit kan leiden tot een grotere belasting op de toplaagelementen. Verder is de belasting afwijkend van die op een talud doordat op de bekleding vaak een dempende laag water aanwezig is. Ook de sterkte van de steenzetting is op een berm anders dan op een talud: enerzijds werkt de zwaartekracht gunstiger, anderzijds rusten de elementen minder op elkaar zodat er minder wrijving/klemming is.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Bezwijken steenzettingen door niet-hydraulische beschadiging

Een steenzetting kan ook door verschillende niet-hydraulische oorzaken worden beschadigd: recreatie, vandalisme, scheepsaanvaring, ijsbelasting en wrakhout, en drijvend vuil. Hiermee wordt bij ontwerp (en toetsing) in het algemeen geen rekening gehouden. Deze schades treden veelal op, op een moment dat de bekleding zijn primaire functie niet hoeft te vervullen: er is geen sprake van (de maatgevende) golfbelasting. De beschadigde bekleding zal pas falen als er tussen het ontstaan van de schade en het optreden van een zware golfaanval geen afdoende reparatie plaats vindt.

Recreatie en vandalisme kunnen leiden tot lokale beschadiging van een steenzetting, bijvoorbeeld door het uitlichten van stenen of beschadiging van het geokunststof. Het onder controle houden van de gevolgen van dit type beschadigingen wordt gezien als onderdeel van het normale beheer en onderhoud en wordt daarom niet meegenomen in de toetsing. Voor zover relevant wordt overigens wel geprobeerd om er rekening mee te houden bij het ontwerp.

De kans op scheepsaanvaring is zeer klein, maar als het gebeurt, is er grote kans dat dat tijdens storm is (overigens niet tijdens maatgevende storm, want dan wordt er meestal niet meer gevaren). De aanvaring zelf kan ernstige beschadiging van de bekleding veroorzaken, waarna de golfbelasting, ook al is deze niet extreem zwaar, erosie van de onderlagen kan veroorzaken. Falen van de waterkering door scheepsaanvaring is dus reëel en kan worden gezien als een relevant mechanisme.

Het is echter niet praktisch en haalbaar om de bekleding op deze belasting te ontwerpen vanwege de zeer hoge kosten en de relatief kleine kans. Voor zover relevant moet de vereiste faalkans worden bereikt door scheepvaartvoorzieningen of door overdimensionering van het grondlichaam. Er zijn dus geen regels voor ontwerp en toetsing; maar het is wél van belang dat bij de beheerder bekend is welke locaties gevoelig zijn voor scheepsaanvaring.

IJsbelasting kan voor een steenzetting even schadelijk zijn als scheepsaanvaring, maar de kans dat ijsbelasting tegelijk plaatsvindt met grote golfbelasting is zeer klein. Deze kans wordt nog verkleind doordat de ijslaag een sterk golfdempende werking heeft. De kans op schade is het grootst bij oneffenheden (bij de teenconstructie of bij uitsteeksels of ruwheidselementen op de toplaag). Een zeer steile taludhelling (orde 60°) leidt tot maximale belastingen, maar dergelijke taludhellingen vallen buiten het toepassingsgebied van Nederlandse dijken.

Wrakhout en drijvend vuil zijn meestal te klein om een steenzetting ernstig te beschadigen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

1.1.2 Asfaltbekledingen

Fenomenologische beschrijving van de stabiliteit van een asfaltbekleding op het buitentalud

Hieronder worden de initiële mechanismen voor de stabiliteit van een asfaltbekleding op het buitentalud fenomenologisch beschreven. Deze mechanismen zijn fysische verschijnselen waarbij de asfaltbekleding tijdens omstandigheden ontoelaatbaar vervormt, zijn samenhang verliest en geen bescherming meer biedt tegen erosie van het dijklichaam.

De te beschouwen mechanismen zijn afhankelijk van het niveau van de buitenwaterstand en de freatische lijn en het niveau van de onderzijde van de asfaltbekleding. De volgende drie mechanismen worden onderscheiden:

- Bezwijken asfaltbekleding ten gevolge van golfklappen (AGK).
- Bezwijken asfaltbekleding door ontstaan S-profiel (ASP).
- Bezwijken asfaltbekleding ten gevolge van wateroverdrukken (AWO).

Stabiliteit asfaltbekleding buitentalud

Een asfaltbekleding op het buitentalud kan als gevolg van golfaanval bezwijken. Ook wateroverdukken kunnen tot bezwijken van de bekleding leiden. In dit artikel wordt alleen Hieronder wordt ingegaan op het bezwijken van de asfaltbekleding als gevolg van vermoeiing door golfklappen, het ontstaan van een S-profiel en wateroverdrukken. Er zijn enkele mechanismen die hier niet behandeld worden. Deze zijn onderstaand opgesomd.

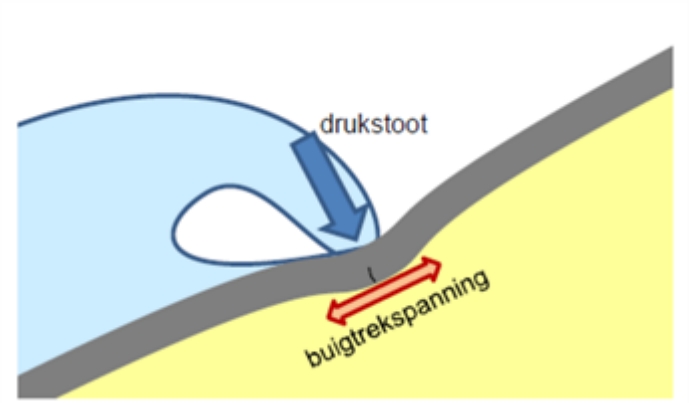
1. Golfklappen oefenen een (geconcentreerde) belasting op de asfaltbekleding uit. Hierdoor ontstaan direct naast de belasting, schuifspanningen in het asfalt. Wanneer deze schuifspanningen de kritische schuifsterkte van het asfalt overschrijden kan de asfaltbekleding bezwijken. Het bezwijken van een asfaltbekleding ten gevolge van dwarskrachten kan eigenlijk alleen optreden bij asfaltbekledingen met een geringe dikte (kleiner dan 10 cm voor WAB op zand, of 15cm voor WAB op klei). Omdat in Nederland altijd asfaltbekledingen met een grotere laagdikte wordt aangelegd, zal dit mechanisme tijdens extreme omstandigheden nooit

maatgevend zijn en wordt deze hier niet beschouwd.

2. Zonder golfaanval kan er in geval van schade aan de asfaltbekleding onder dagelijkse omstandigheden materiaaltransport plaatsvinden. Dergelijke schades dienen te worden opgemerkt tijdens inspecties en tijdig hersteld te worden en deze wordt daarom niet verder beschouwd.
3. Door erosie zal de laagdikte van het asfalt en daarmee de weerstand tegen golfklappen afnemen. Erosie van het bekledingsoppervlak dient te worden opgemerkt tijdens inspecties en tijdig hersteld te worden en wordt daarom niet verder beschouwd. Merk op dat erosie van het bekledingsoppervlak vooral voor open steenasfalt (OSA) van toepassing is.

Bezwijken asfaltbekleding ten gevolge van golfklappen

Onder extreme omstandigheden kan een asfaltbekleding in de golfklapzone, aan de bovenzijde begrensd door de stilwaterlijn plus een kwart van de significante golfhoogte, worden belast door herhaalde golfklappen (brekende golven). Deze geven aanleiding tot herhaalde deformatie en dientengevolge trekspanningen aan de onderzijde van de bekleding, zie Figuur 1. Deze herhaalde trekspanningen leiden tot vermoeiing van het asfalt, zodat er bij een te zwakke bekleding trekscheuren aan de onderzijde van het asfalt ontstaan. Het ontstaan van scheuren wordt beschouwd als bezwijken van de asfaltbekleding. Onderliggende aanname bij de rekenregel is dat de ondergrond zich elastisch gedraagt en dient als verende ondersteuning van de bekleding. In de werkelijkheid vindt er ook lastenspreiding plaats in de ondergrond en kan deze ook plastisch vervormen als de belastingen te hoog zijn.



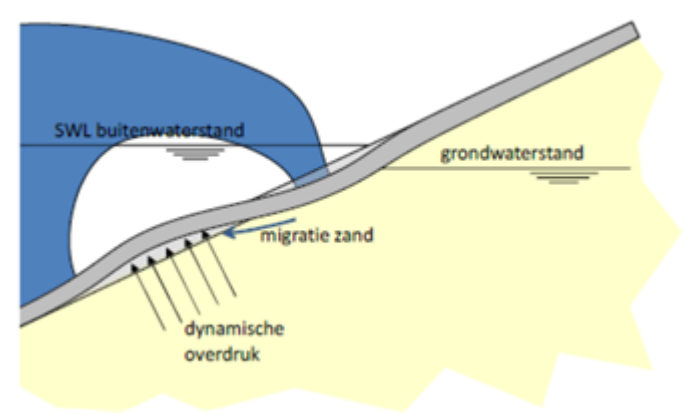
Figuur 1 Golfklappen op asfaltbekleding.

In geval van extreem zware golfaanval (significante golfhoogtes van ongeveer 3 meter of meer) of bij golfklappen op een verhoogde freatische lijn kan de ondergrond plastisch (blijvend) vervormen. Tot op zekere hoogte kan een asfaltbekleding vervormingen volgen, maar te grote vervorming leidt tot bezwijken van de asfaltbekleding. Omdat hierover op dit moment nog weinig bekend is kan de rekenregel die bij de analyse van dit mechanisme gebruikt wordt alleen veilig toegepast worden voor situaties waarbij de significante golfhoogtes kleiner zijn dan 3 meter en het niveau van de onderkant van de asfaltbekleding hoger ligt dan de (verwachte) grondwaterstand tijdens extreme omstandigheden. Voor significante golfhoogtes groter dan of gelijk aan 3 meter kan de rekenregel enkel toegepast worden indien op basis van een nadere beschouwing van de stabiliteit van de ondergrond is vastgesteld dat deze in staat is om de golfklappen op te vangen zonder plastisch te vervormen.

Bezwijken asfaltbekleding door ontstaan S-profiel

Wanneer onder extreme omstandigheden de grondwaterstand tot onder de asfaltbekleding reikt, zou een asfaltbekleding in de golfklapzone door vervorming van de ondergrond kunnen bezwijken.

Deltagootproeven hebben aangetoond dat bij golfaanval in dezelfde zone er vervorming van de ondergrond kan optreden en er een S-profiel kan ontstaan. Als gevolg van golfklap veert de asfaltbekleding niet alleen in. De asfaltbekleding zal als gevolg van golfterugtrekking ook enigszins opbollen: omdat de druk aan de bovenzijde van het asfalt tijdens de golfterugtrekking wegvalt is er sprake van een opwaartse druk als gevolg van hydrostatische druk door de hoge freatische lijn. Door afstromend grondwater kunnen hierdoor gronddeeltjes onder de asfaltbekleding verplaatst worden. Als dit proces zich maar lang genoeg herhaalt, zal een S-profiel ontstaan, zie Figuur 2.

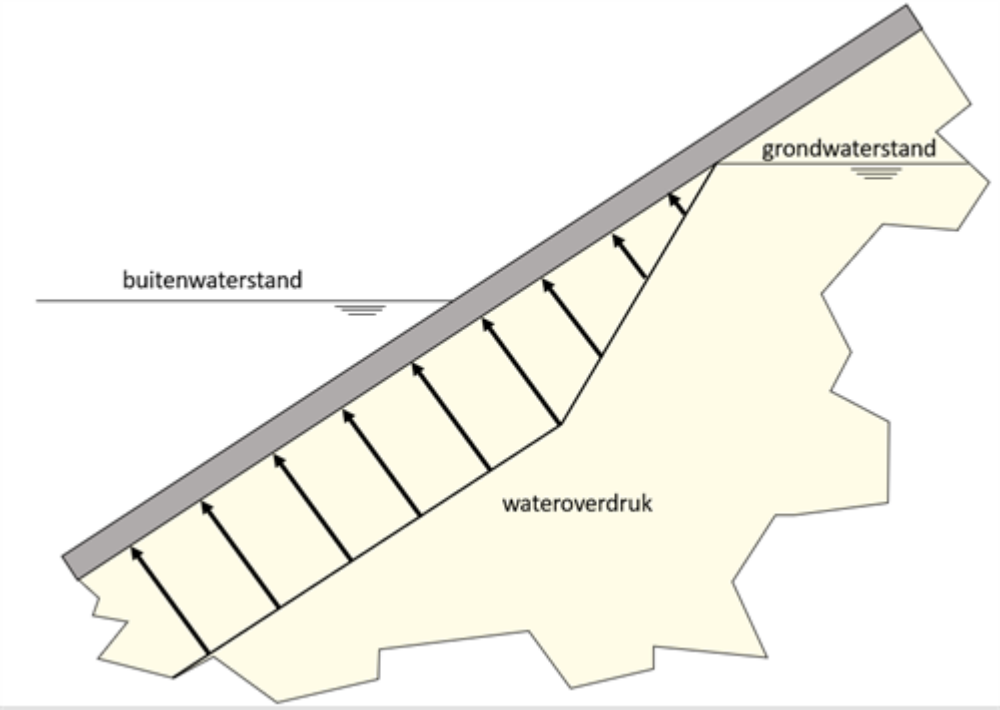


Figuur 2 Vorming S-profiel door combinatie van ontlasten door golfterugtrekking en belasten door golfklap.

Tot op zekere hoogte kan een asfaltbekleding vervormingen volgen, maar te grote vervorming leidt tot falen van de asfaltbekleding. Hierbij kan worden opgemerkt dat oudere asfaltbekledingen minder vervorming aan kunnen, vanwege het meer brosse karakter en ook omdat er al wat scheurtjes in die oude bekleding zijn ontstaan ten gevolge van de klimatologische omstandigheden

Bezwijken asfaltbekleding ten gevolge wateroverdrukken

Wanneer onder extreme omstandigheden de grondwaterstand tot onder de asfaltbekleding reikt, zou de asfaltbekleding als gevolg van wateroverdrukken kunnen bezwijken. Bij het optreden van een hoge buitenwaterstand zal de freatische lijn in het dijklichaam stijgen door het grote stijghoogteverschil tussen de buitenwaterstand en de grondwaterstand in het dijklichaam. Bij een snelle val van de hoge buitenwaterstand kan, omdat de grondwaterstand vertraagd volgt, de asfaltbekleding worden belast door een opwaartse druk (zie Figuur 3). Het gaat bij dit mechanisme dus om de statische wateroverdruk die wordt veroorzaakt door het niveauverschil tussen de grondwaterstand onder de bekleding en de buitenwaterstand die de belasting levert op de bekleding. Deze zal enkel optreden in het geval van een slecht waterdoorlatende bekleding, zoals bij klei of waterbouwasfaltbeton het geval is.



Figuur 3 Wateroverdruk onder de bekleding.

Wanneer de opwaartse druk van het water groter is dan de component loodrecht op het talud (het eigen gewicht van de asfaltbekleding inclusief eventuele slecht doorlatende funderings- en/of kleilaag), zal de bekleding plaatselijk worden opgelicht. In de ruimte die tussen de bekledingen en de ondergrond ontstaat, zal zich vervolgens materiaal ophopen dat wordt verplaatst door het grondwater dat onder de bekleding naar beneden wegstroomt. Hierdoor kan de bekleding niet meer naar zijn oorspronkelijke positie terugkeren. Dit wordt beschouwd als bezwijken van de asfaltbekleding.

Overzicht van het faaltraject stabiliteit asfaltbekleding op het buitentalud

Een voorbeeld van een faalpad voor het falen van de dijk als gevolg van instabiliteit van een asfaltbekleding op het buitentalud is weergegeven in Figuur 4.

@ Figuur 4, Faalpad tot falen dijk als gevolg van golfklap, ontstaan S-profiel en wateroverdrukken, nog te vervaardigen.

Bij de initiële mechanismen AGK, ASP en AWO wordt respectievelijk scheurinitiatie, het ontstaan van een S-profiel en het oplichten van de bekleding aangemerkt als bezwijken van de asfaltbekleding.

In geval van AGK kan het asfalt bij aanhoudende golfklappen zodanig deformeren dat scheuren doorgroeien naar de bovenzijde van het asfalt. Het laatste stuk van de asfaltdoorsnede, de trekzone, zal waarschijnlijk doorscheuren als gevolg van dwarskracht. De ontstane doorgaande scheur kan als gevolg van een beperkte afschuiving open gaan staan. Hierdoor kan materiaal uit de onderlaag en/of het dijklichaam uitspoelen. De snelheid van dit proces is afhankelijk van het materiaal van de onderlaag en/of het dijklichaam. Zo zal zand sneller uitspoelen dan bijvoorbeeld een fundering van granulair materiaal of klei. Door deze uitspoeling wordt het asfalt ondermijnd. Uiteindelijk zal het asfalt instorten. Hierdoor ontstaan er grote(re) gaten in de bekleding en vindt, omdat het asfalt nauwelijks meer bescherming biedt tegen erosie door de golven, verdere erosie van de onderlaag en/of het dijklichaam plaats. Pas als het dijkprofiel zodanig is geërodeerd dat de resulterende kruinhoogte tot onder de actuele waterstand is gezakt, is sprake van een dijkdoorbraak en faalt de dijk. Merk op dat na falen van de toplaag alleen een bres kan ontstaan als de duur van de hydraulische

belasting tijdens extreme omstandigheden langer is dan de erosieduur van de onderlagen en/ of het dijklichaam. Omdat een asfaltbekleding meestal direct op zand is aangelegd, wordt er meestal van uitgegaan dat kort na het bezwijken van de asfaltbekleding aanzienlijke gevolgschade optreedt. Het is echter ook mogelijk dat gedurende het erosieproces een ander mechanisme optreedt. Zo kan door het steeds smaller wordende profiel het binnentalud van de dijk eerder instabiel worden door een toename van waterspanningen in de dijk of overslaande golven.
In geval van ASP zullen er, wanneer de asfaltbekleding het S-profiel als gevolg van doorgaande vervorming van de ondergrond niet meer kan volgen, gaten in de toplaag ontstaan en kan verdere erosie van de onderlaag en/of het dijklichaam uiteindelijk tot falen van de dijk leiden.

Ook in geval van AWO kunnen zich bij golfaanval op de opgelichte bekleding scheuren ontwikkelen over de gehele dikte van de asfaltbekleding. Door deze scheuren kan uitspoeling van materiaal uit de onderlaag en/of het dijklichaam plaatsvinden en wordt het asfalt ondermijnd. Uiteindelijk kunnen gaten in de toplaag ontstaan en kan verdere erosie van de onderlaag en/of het dijklichaam leiden tot falen van de dijk. Merk op dat dit mechanisme voor dijken in watersystemen zonder getij waarschijnlijk pas bij een eerstvolgende storm tot falen van de dijk kan leiden. Voor watersystemen met getij zou dit mechanisme ook tijdens één stormevent tot falen van de dijk kunnen leiden.

Behalve door bezwijken van de toplaag zelf kan de bekleding op het buitentalud ook beschadigd worden door andere mechanismen zoals ‘macro-instabiliteit buitenwaarts’. Bij een dergelijk mechanisme beschadigt de bekleding zodanig dat de steenzetting faalt en het dijklichaam niet meer (afdoende) beschermt wordt tegen erosie door golven/stroming.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Opdrijven door wateroverdrukken bij een gesloten bekleding

Wateroverdrukken onder een gesloten bekleding kunnen ontstaan ten gevolge van:

- Golven en deining
- Waterstandsverschillen in en buiten het grondlichaam.

Golven en deining

De wateroverdrukken ten gevolge van golven (wind en schepen) en deining zijn kortdurend en klein in vergelijking met wateroverdrukken ten gevolge van waterstandsverschillen. Op kortdurende belastingen reageert asfalt stijf. Gezien de grootte en de duur van belastingen door golven en deining hoeft de gebruikelijke asfaltbekleding die op zand ligt, hierop niet te worden gedimensioneerd. Op uitzonderingsgevallen wordt ingegaan in de volgende paragraaf.

Langdurige waterstandsverschillen

Wel relevant zijn de wateroverdrukken ten gevolge van waterstandsverschillen. Als de grondwaterstand in een dijklichaam onder een gesloten bekleding de buitenwaterstand niet kan volgen, zullen er wateroverdrukken onder de bekleding ontstaan. Dit kan voorkomen na het optreden van een hoogwater. Tijdens het hoogwater wordt het dijklichaam gevuld met water. Als de buitenwaterstand na het hoogwater snel daalt, zal de grondwaterstand in het dijklichaam vertraagd volgen. Hierdoor ontstaat een wateroverdruk onder de bekleding. Ook (extreme) neerslag, tijdens of voorafgaande aan de storm, kan de grondwaterstand in de dijk en daarmee de wateroverdruk significant beïnvloeden. Onder extreme belastingomstandigheden (bijvoorbeeld na het optreden van een maatgevend hoogwater) kan de wateroverdruk onder de bekleding groter worden dan de component van het eigen gewicht van de bekleding loodrecht op het talud. Hierdoor heeft de bekleding de neiging plaatselijk te worden opgelicht en kunnen er blijvende vervormingen ontstaan. Dit verschijnsel wordt opdrijven genoemd. Als er ruimte ontstaat tussen de bekleding en de

ondergrond treedt hier een grotere grondwaterstroming op. Hierdoor wordt kernmateriaal getransporteerd en kan de bekleding, na het verdwijnen van de overdruk, niet meer in de oorspronkelijke positie terugkeren. Omdat het kernmateriaal naar beneden wordt getransporteerd zullen onder aan het talud bulten ontstaan en hoger op het talud kuilen. Onder extreme omstandigheden kan dit leiden tot bezwijken van de bekleding.
Versie 1.0: 2 juli 2025

Bezwijken van een asfaltslab door ontgrondingen

Een teenbescherming in de vorm van een asfaltslab wordt aangelegd om een waterkering te beschermen tegen ontgrondingen. Ontgrondingskuilen ontstaan geleidelijk ten gevolge van langsstroming of plotseling tijdens een zware storm door een combinatie van golfaanval en langsstroming. Door langsstroming wordt zand van de vooroever naar een andere locatie getransporteerd. Indien een ontgronding van de vooroever de teen van de dijk bereikt, zal dit tot aanzienlijke schade of zelfs tot het bezwijken van de dijk kunnen leiden door aantasting van de stabiliteit van de kering. Daarom worden vaak teenbeschermingen aangelegd, bijvoorbeeld een asfaltslab. Asfalt kan, door zijn viskeus gedrag, tot op zekere hoogte ontgrondingen goed volgen. Het materiaal wordt dan ook vaak toegepast in bodembeschermingen. Geschikte asfaltsoorten hiervoor zijn asfaltmastiek en open steenasfalt.

Ook is er wel bezwijken geconstateerd bij een slab die lag op een zandbodem waarbij zich onder het zand een kleilaag bevond. De oorzaak was dat golfdrukken zich sterk in de zandlaag konden voortplanten en grote overdrukken tegen de slab veroorzaakten.



Figuur 1 Asfaltmastiekslab als bescherming van de teen van de dijk tegen ontgronding op de Veersedam.

Scheurvorming kan tot gevolg hebben dat er zand van onder de slab verdwijnt, zodat de ontgronding zich voortzet. Gezien de stijfheid van het materiaal zal de kans op scheurvorming in de winter groter zijn dan in de zomer. Er dient tevens rekening te worden gehouden met het verminderen van de laagdikte door viskeuze vloei.

De taak van een teenbescherming is de ontgronding voldoende ver van de teen te stoppen. Dit houdt in dat de bescherming de ontgronding moet kunnen volgen en tot diep in de ontgrondingskuil moet kunnen reiken. De lengte van een teenbescherming voor een dijk moet zo groot zijn dat een ontgronding de teen van de dijk niet kan bereiken en de stabiliteit van het talud niet in gevaar komt. Zodra het uiteinde van de teenbescherming de bodem heeft bereikt is in principe de ontgronding voorbij. De slab ligt dan nog niet overal aan; tussen slab en bodem is een holte aanwezig.

De lengte waarover de slab niet ondersteund is, wordt vervolgens vergroot doordat de bodem

eronder in zijn flauwere, natuurlijke talud gaat staan. De slab zal vervolgens verder door gaan buigen om het aanliggen te voltooien. In de slab treden nieuwe spanningen op; in combinatie met een verminderde laagdikte kan dat tot bezwijken leiden. Bezwijken van de asfaltslab kan worden voorkomen door toepassing van een flexibele wapening.
Versie 1.0: 2 juli 2025

1.1.3 Grasbekledingen

Fenomenologische beschrijving van de grasbekleding op het buitentalud

Hieronder worden de initiële mechanismen voor een grasbekleding op het buitentalud fenomenologisch beschreven. Afhankelijk van de hoogteligging van de bekleding ten opzichte van de waterstanden die tijdsafhankelijk kunnen optreden, krijgt de bekleding verschillende belastingen te verwerken. Op het buitentalud, even onder de waterlijn wordt de bekleding belast door golfklappen; op het buitentalud boven de waterlijn is er sprake van golfoploop die de bekleding belast.

Andere storm gerelateerd belastinggevallen die schade aan grasbekledingen kunnen opleveren, zijn (ook) gerelateerd aan een relatief hoge grondwaterstand. Bij een hoge grondwaterstand in de dijk in combinatie met golfterugtrekking kan de grasbekleding op het buitentalud, bestaande uit een graszode en een kleilaag, afschuiven.

Voor grasbekledingen op het buitentalud zijn er twee initiële mechanismen die in dit artikel worden beschreven:

- Erosie gras op buitentalud.
- Afschuiven gras op buitentalud.

Erosie gras op het buitentalud

Erosie van de grasbekleding op het buitentalud treedt op als gevolg van twee belastingtypes: de golfklap- en de golfoploop-belasting. Ook stroming langs de dijk kan tot enige erosie leiden, maar hieraan wordt in dit artikel geen aandacht besteed.

De grondlaag tot circa 20 cm onder maaiveld levert de belangrijkste sterkte tegen erosie. Deze laag bevat in elk geval de graszode, maar ook nog een stukje kleilaag onder de zode waar nog veel wortels in zitten en waar wortels nog een grote positieve bijdrage leveren aan de erosiebestendigheid van de grond. De kleilaag onder deze toplaag levert ook nog een bijdrage aan de erosie-sterkte van de bekleding, maar wordt voor het initieel mechanisme niet gerekend tot de grasbekleding.

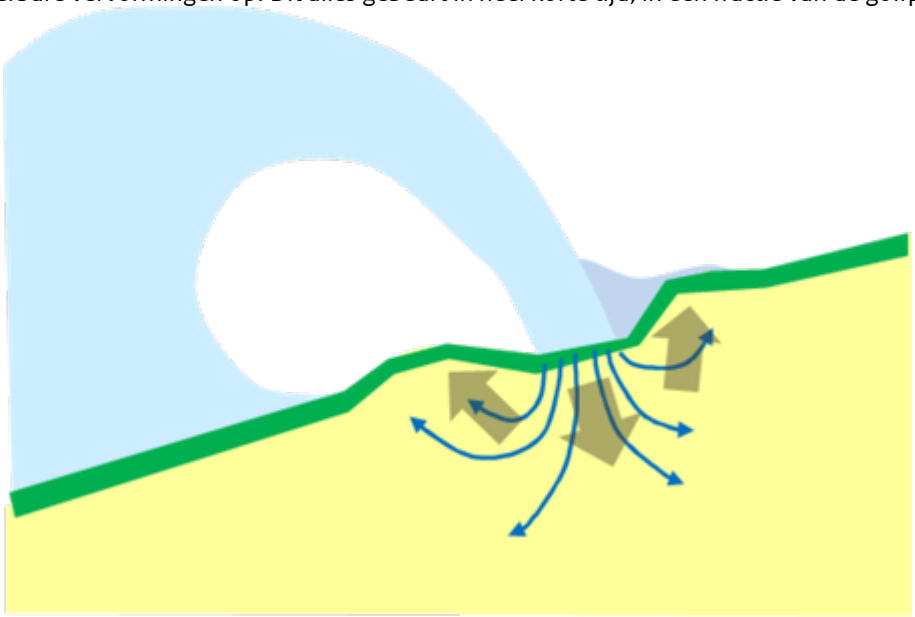
De golfklapbelasting treedt op rond, maar vooral onder de waterlijn. Grofweg ligt de belasting in de zone tussen een kwart significante golfhoogte boven het waterpeil en een significante golfhoogte onder het waterpeil. Het zwaartepunt van de klappen ligt een halve significante golfhoogte onder het waterpeil.

Met het verloop van het waterpeil gedurende een hoogwatergolf of stormopzet varieert dus ook de plek waar de golfklappen optreden. Golfoploop treedt op in de zone boven het waterpeil, tot de hoogte die door de oplopende golftong wordt bereikt. Ook deze zone varieert dus met de waterstand en de golfcondities.

Erosie door golfklappen

Een golfklap door een brekende golf op het talud geeft een kortdurende lokale hoge waterdruk op het talud. Deze drukpuls dringt door in de zode en de onderliggende dijk en veroorzaakt hier drukgradiënten die de zode kunnen beschadigen en delen ervan verwijderen uit de grasbekleding. Tijdens het optreden van de piekdruk wordt de zode naar binnen, zijwaarts en naar buiten gedrukt, zie

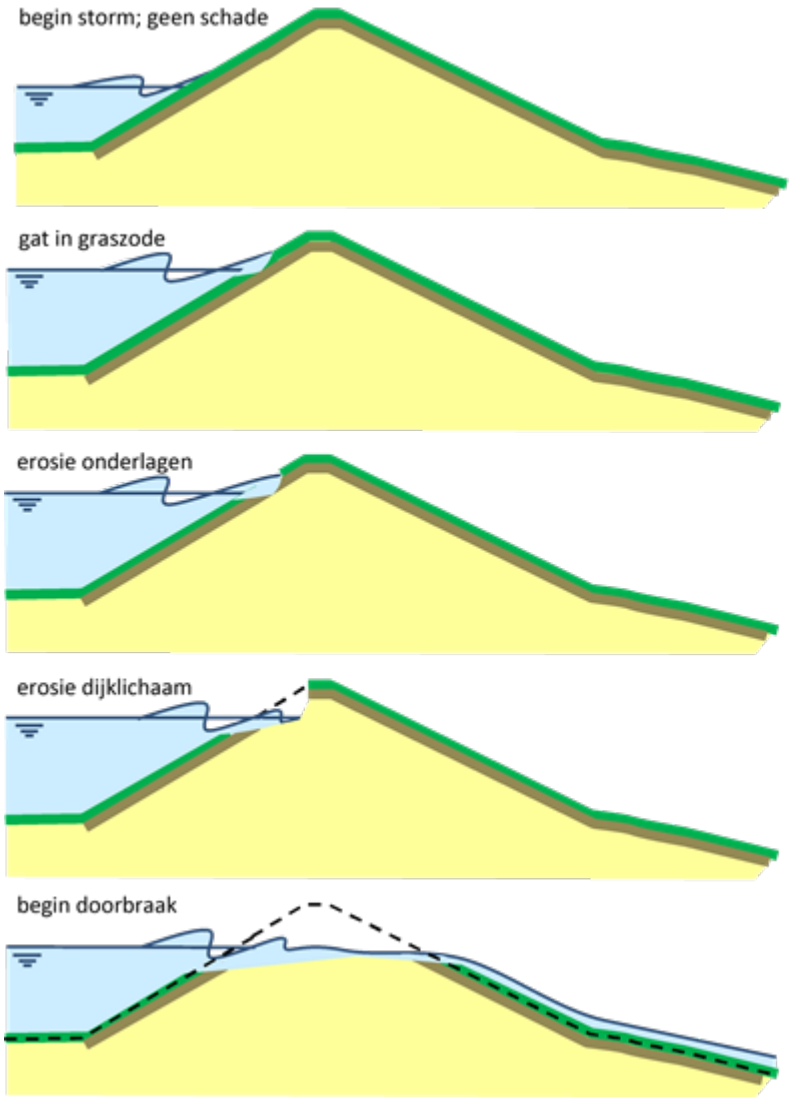
Figuur 1. Net na het wegvallen van de druk door de golfklap, kan er een situatie ontstaan waarbij in en onder de zode nog even een overdruk aanwezig is, waardoor een buitenwaarts gerichte drukgradiënt ontstaat die de zode naar buiten drukt. Bij grote golfklappen wordt grond plastisch en treden onomkeerbare vervormingen op. Dit alles gebeurt in heel korte tijd, in een fractie van de golfperiode.



Figuur 1 Schetsmatige weergave van een golfklap op het talud, de grondwaterstroming (dunne blauwe peilen) en grondverplaatsing (dikke bruine peilen) [Kruse, 2010].

Een dicht gewoven wortelnet van een graszode heeft een grote sterkte en veerkracht. Uit golfgootproeven en ervaringen tijdens hoogwater in het verleden is gebleken dat de dichtheid van het wortelnet een veel belangrijkere factor is in de erosiebestendigheid van de grasbekleding dan de erosiebestendigheid van de grond. Een gesloten zode met een gesloten wortelnet op een weinig erosiebestendige schrale grond zal een golfklapbelasting veel langer kunnen weerstaan dan een open zode met een minder dicht wortelnet in combinatie met een erosiebestendige grond. Een dicht wortelnet houdt de grond in de zode op een effectieve manier vast. Echter, onder herhaalde belastingen van golfklappen kan het wortelnet uiteindelijk toch scheuren en eroderen. Dit is een initieel mechanisme dat wordt onderscheiden als gevolg van erosie van de grasbekleding. Zowel de golfhoogte als de tijdsduur van de golfklapbelasting zijn hierbij van belang.

Na het ontstaan van een gat in de graszode wordt de dijk aangesproken op erosie-sterkte, een vervolgmechanisme dat wordt onderscheiden als gevolg van erosie van de grasbekleding. De losse klei vlak onder de zode zal snel eroderen. Het gaat om de laag van maaiveld tot circa 0,3 m diepte die bestaat uit een relatief losse stapeling van aggregaten, waar het wortelnet van de graszode afwezig is, of in elk geval niet meer zo effectief is als in de bovenste circa 0,2 m. De direct naast het gat gelegen zode wordt ondermijnd, doordat de losse grond van onder de zode kan wegspoelen. De randen van het ontstane gat in de zode kunnen ook aanleiding zijn voor een concentratie van de belasting. Bij verder gaande erosie van de klei onder de graszode ontstaat een flauw talud (terras) net onder de waterlijn en een steile wand bij de insteek van de erosiekuil, zie Figuur 2. Naar dit proces van erosie van de onderlagen, is veel onderzoek gedaan, mede door middel van grote golfgootproeven en veldproeven met simulatoren. In klei gaat dit proces uiteraard veel langzamer dan in zand. Voor klei wordt wel onderscheid gemaakt tussen de laag tot 0,5 m onder het taludoppervlak en klei die dieper zit. Als er zand aanwezig is, dan ligt het voor de hand om de erosie-sterkte te verwaarlozen, tenzij de hoeveelheid zand ten opzichte van de belastingen en belastingduur dusdanig is dat het dijklichaam als duin zou kunnen opereren.



Figuur 2 Schetsmatige weergave faaltraject veroorzaakt door erosie grasbekleding door golfklappen.

Als erosie leidt tot een resterend dijkprofiel dat lager is dan de waterstand, dan overstroomt het achterland en faalt de dijk. Verlaging van het profiel beneden de waterstand kan optreden als gevolg van doorgaande erosie. Het is echter ook mogelijk dat gedurende het erosieproces, wanneer nog maar een deel van het dijklichaam is aangetast door erosie, er een ander vervolgmechanisme optreedt. Door het steeds smaller wordende profiel kan het binnentalud van de dijk eerder instabiel worden door toename van de waterspanningen in de dijk (afschuiven) of door overslaande golven (stabiliteit bekleding bij golfoverslag).

Erosie door golfoploop

De belasting die erosie van de grasbekleding kan veroorzaken bestaat in de oploopzone uit stroming door golfoploop en golfneerloop. De voor golfklappen karakteristieke waterdruk-puls blijft bij golfoploop achterwege.

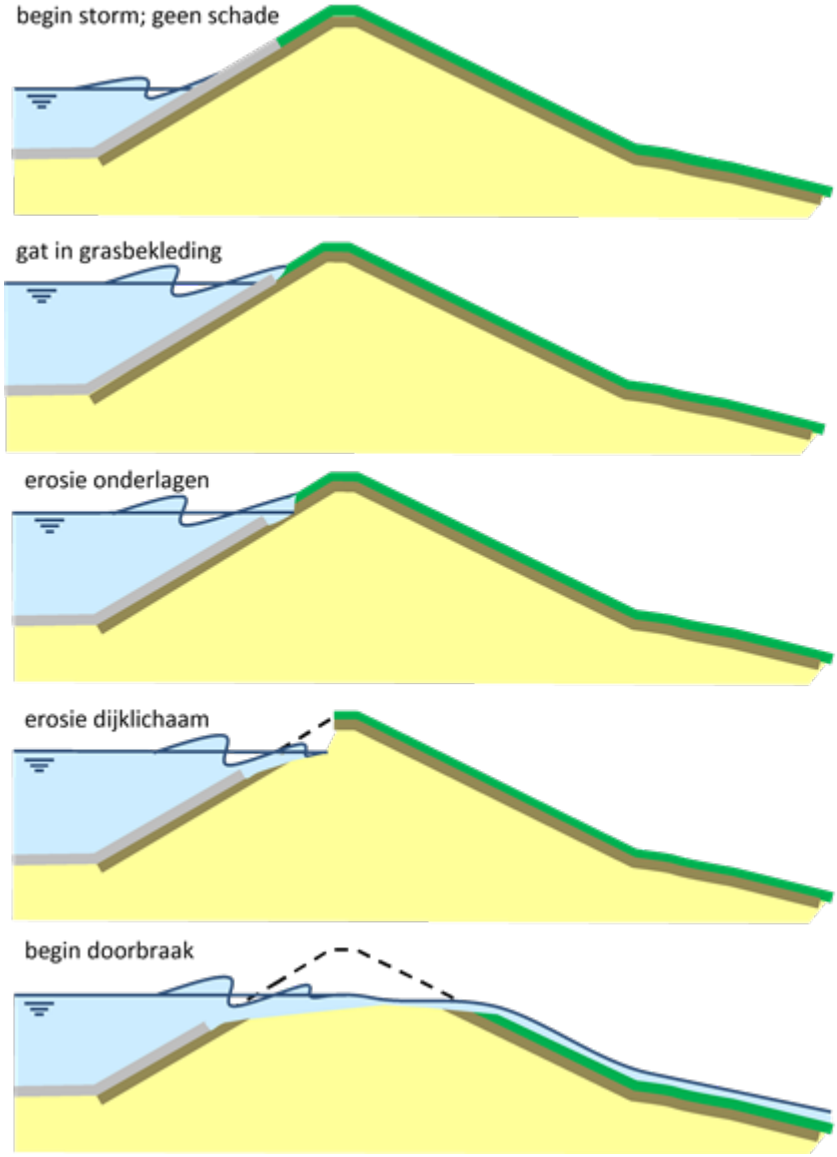
Een dijk met grasbekleding op het buitentalud die wordt blootgesteld aan golven zal meestal als eerste falen in de golfklapzone, want de golfklapbelasting is veelal maatgevend boven de golfoploopbelasting. In veel gevallen zal in de zone in het dijkprofiel waar zware golfklappen worden verwacht een harde bekleding liggen en zal alleen het bovenste deel van het talud zijn bekleed met gras. Er zijn veel gevallen waarbij het gras boven de harde bekleding alleen door golfoploop en neerloop wordt belast. Opgemerkt wordt dat in dergelijke gevallen altijd sprake is van een overgang

van een harde bekleding naar een grasbekleding. Deze overgang is een zwakke plek, omdat de sterkte van het gras hier lager en de belasting juist hoger is. Dit komt door de ruwheidsverschillen en/of hoogteverschillen tussen beide overgangen.
De stroming van de oplopende en neergaande golftong is turbulent, waardoor de graszode wordt onderworpen aan een snel wisselende waterdruk. De drukwisselingen planten zich gedempt en vertraagd door in de zode en de hieronder liggende grondlagen. Hierdoor en door de ruimtelijke variabiliteit van de wisselende druk over het talud, wordt de zode blootgesteld aan binnen- en buitenwaarts gerichte drukgradiënten. De drukgradiënten met een buitenwaartse richtingscomponent kunnen op den duur stukken zode uit de grasbekleding trekken. De grootte van de belasting is afhankelijk van de laagdikte en snelheid van de golftong en van de turbulentie-intensiteit. Deze parameters zijn weer afhankelijk van de golfhoogte en van de hoogteligging van de te beoordelen graszode ten opzichte van de stilwaterlijn. Ook de stormduur, of eigenlijk de tijd dat een te beoordelen grasbekleding zich in de golfoploopzone bevindt, is van belang.

Uit drukmetingen bij golfoploopproeven nabij Colijnsplaat in Zeeland blijkt dat vooral bij golfoploop de graszode wordt belast met een snel wisselende druk. De amplitude van de drukwisselingen bij de neerloop zijn aanzienlijk kleiner. Ook de frontsnelheid van de oplopende golftong is aanzienlijk hoger dan de stroomsnelheid van de golfneerloop. Hieruit is afgeleid dat het vooral de golfoploop is die zorgt voor erosie en in veel mindere mate de golfneerloop. Tevens is geconstateerd dat vanaf de stilwaterlijn de golftong met min of meer constante frontsnelheid het talud op loopt tot circa 75% van de uiteindelijk te bereiken oploophoogte. In de laatste 25% neemt de snelheid af tot stilstand, waarna de stroming langzaam weer versnelt in neerwaartse richting.

Net als bij erosie door golfklappen wordt de weerstand tegen erosie bij golfoploop hoofdzakelijk verzorgd door het wortelnet van de graszode. Hoe dichter dat wortelnet hoe beter de zode bestand is tegen erosie. De erosiebestendigheid van de grond is minder belangrijk. Voor het verkrijgen van een dicht gewoven wortelnet is een goed beheer noodzakelijk. Hierover is in de literatuur veel informatie te vinden, waarbij wordt opgemerkt dat het beheer moet zijn gericht op het verkrijgen van een dicht wortelnet.

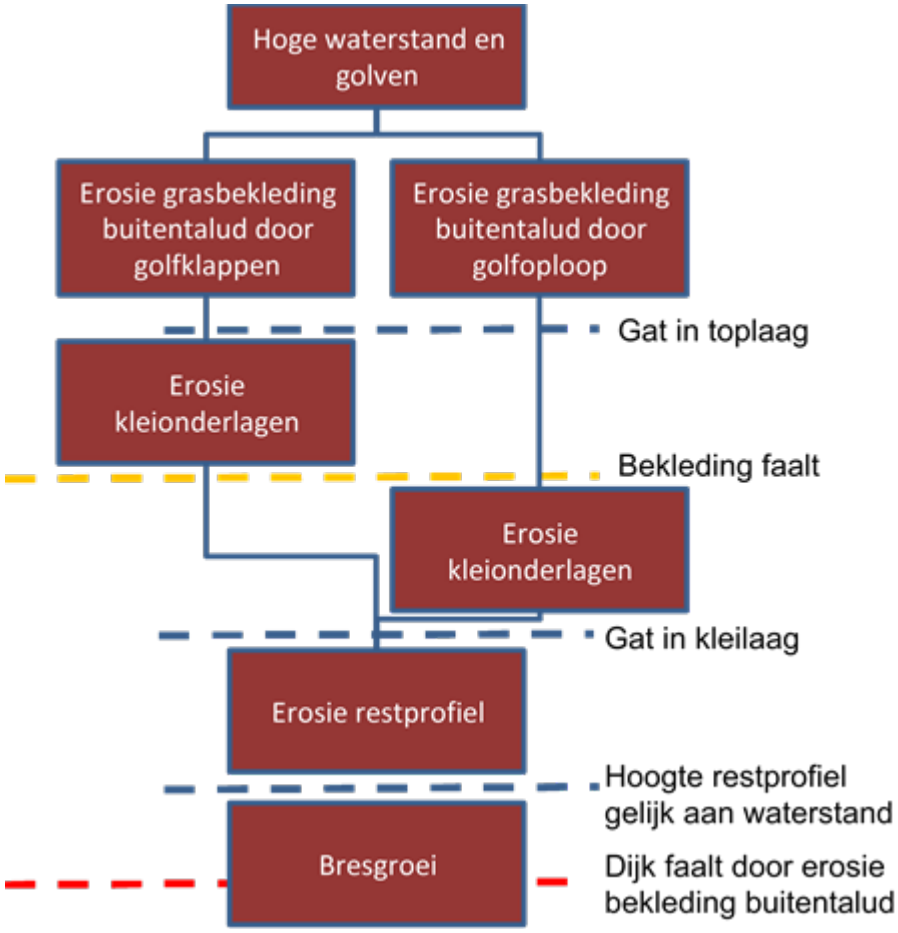
Na het falen van de grasbekleding kan de erosie van de onderlagen en de dijkkern uiteindelijk leiden tot kruindaling en uiteindelijk tot falen van de dijk. Dit is de resterende sterkte van de dijk na falen van de grasbekleding. Dit proces verloopt vergelijkbaar met dat bij falen van de grasbekleding door golfklappen (zie eerder in dit artikel), met dien verstande dat falen hoger op het talud zal plaatsvinden, waar het profiel smaller is, maar waar de belasting kleiner is. Er is weinig bekend over de resterende sterkte na falen van de graszode in de golfoploopzone. Het kan zijn dat een schade die optreedt ter plaatse van de overgang tussen de harde bekleding en de grasbekleding, eerst de harde bekleding zal ondermijnen tot het waterniveau, waarna eenzelfde terrasvormige erosiekuil ontstaat als na falen van het gras door golfklappen, zie Figuur 3. Als dit niet gebeurt, dan is het onbekend hoe snel de erosie kan voortschrijden.



Figuur 3 Schetsmatige weergave faaltraject veroorzaakt door erosie van de grasbekleding door golfoploop.

Overzicht van het faaltraject erosie grasbekleding op het buitentalud

Een voorbeeld van een faalpad voor het falen van grasbekleding op het buitentalud als gevolg van golfklappen of golfoploop is weergegeven in Figuur 4. De linker tak in deze figuur heeft betrekking op een grasbekleding in de golfklapzone, de rechter tak betreft een grasbekleding in de golfoploopzone.



Figuur 4 Faalpad van dijk als gevolg van erosie van de grasbekleding op het buitentalud.

Afschuiven gras op het buitentalud

Inleiding en afbakening

Voor het mechanisme afschuiven wordt tot de grasbekleding gerekend het gras inclusief de kleilaag die op de ondergrond van zand ligt. Het mechanisme betreft stabiliteitsverlies van het geheel van graszode en kleilaag. De zandlaag zal in het algemeen de zandkern van een dijk zijn. Het is echter ook mogelijk dat sprake is van een plaatselijk aanwezige zandlaag of zandinsluiting onder de kleilaag (bijvoorbeeld een zogenaamde zandscheg). In geval de grasbekleding direct op een kleikern ligt, kan er geen afschuiving van de bekleding optreden.

De beschrijving van het mechanisme is deels ontleend aan een studie naar afschuiving bij steenzettingen [Klein Breteler, 2007]. Deze studie is uitgevoerd met een steenzetting op een kleilaag op zand, maar het resultaat is evengoed toepasbaar voor een graszode op een kleilaag.

Hoewel we spreken van ‘afschuiven’, zou stabiliteitsverlies een betere benaming zijn. De kleilaag kan als gevolg van een te groot drukverschil over de kleilaag opdrukken, afschuiven of een combinatie van beide mechanismen vertonen.

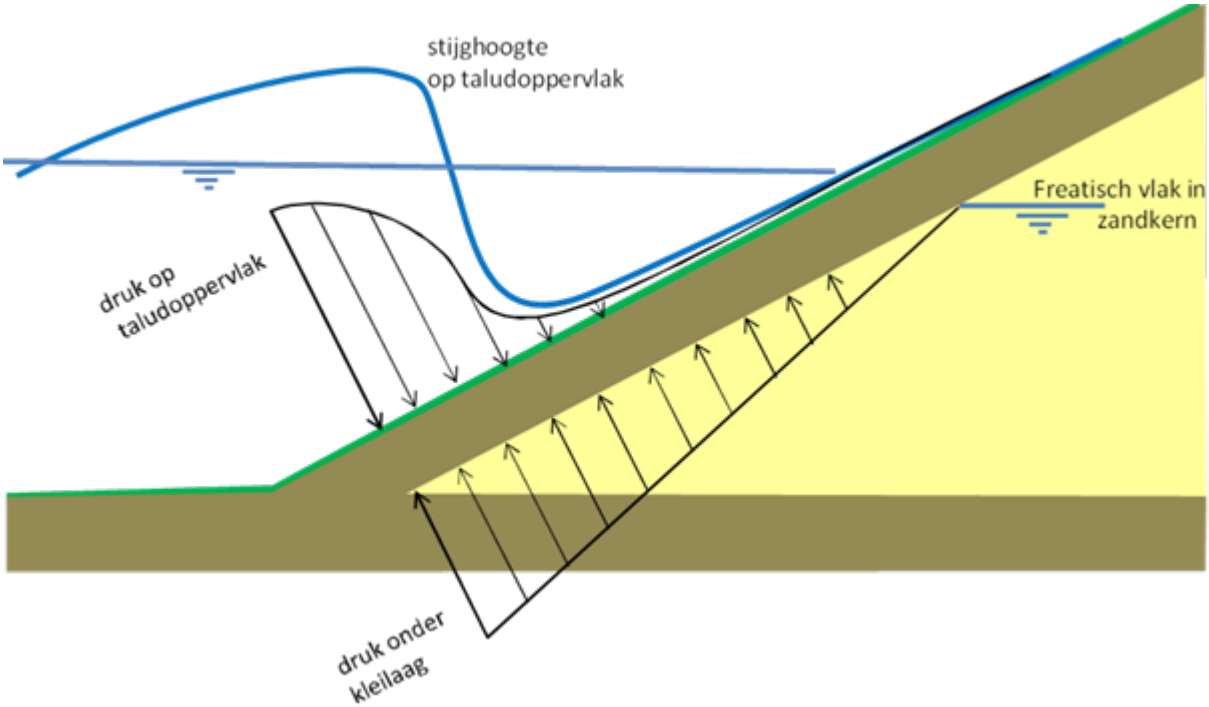
Dit mechanisme gaat niet om de gevolgen van golfklappen op de gras- en kleibekleding. Golfklappen zouden door een cyclische belasting van het onderliggende zand ook voor tijdelijke en gedeeltelijke verweking van het zand kunnen zorgen, waardoor de kleilaag plaatselijk de steun van het zand verliest en als gevolg daarvan vervormt. Aangenomen wordt dat dit effect voor gangbaar aanwezige kleilaagdiktes geen rol van betekenis speelt.

Ook plaatselijke vervormingen van de kleilaag zelf als gevolg van golfklappen maken geen onderdeel

uit van het hier beschreven mechanisme.
Er is een gelijkenis van het mechanisme met het mechanisme afschuiven in buitenwaartse richting. De belasting bij de beoordeling van afschuiven in buitenwaartse richting bestaat uit een val van hoogwater, en het achterblijven van hoge waterspanningen in de dijk. Het effect van golven wordt bij het mechanisme afschuiven in buitenwaartse richting niet meegenomen. De karakteristieke tijd waarbinnen het mechanismen kan optreden is in de orde van een etmaal tot dagen, waarbij relatief diepe glijvlakken kunnen optreden. Bij het mechanisme afschuiven buitentalud is dit anders. De belastingsituatie is gekoppeld aan een hoogwatersituatie en niet aan een situatie met een lage buitenwaterstand na hoogwater met golven. Bij het mechanisme afschuiven buitentalud wordt alleen de stabiliteit van de kleibekleding beschouwd (relatief ondiepe glijvlakken). De belasting is afhankelijk van de mate van golfterugtrekking. De karakteristieke tijd is in de orde van seconden.

Afschuiven grasbekleding

Tijdens extreme omstandigheden, bij een hoge waterstand en hoge golven, kan een voor de stabiliteit van de bekleding op het buitentalud ongunstige situatie optreden. Als het freatisch vlak in het zand onder de klei hoog is, dan is ook de druk onder de kleilaag hoog. Echter op het moment van golfneerloop, vlak voordat een volgende golf op het talud klapt, is de druk op het talud juist laag. Hierdoor ontstaat over een deel van de kleilaag een ongunstig buitenwaarts gericht verval. Op het punt van maximale golfneerloop is het drukverschil over de kleilaag het grootst, zie Figuur 5. Hier zal de effectieve spanning op het grensvlak tussen de kleilaag en het zand het meest afnemen of zelfs helemaal verloren gaan, wat kan leiden tot stabiliteitsverlies van de kleilaag.



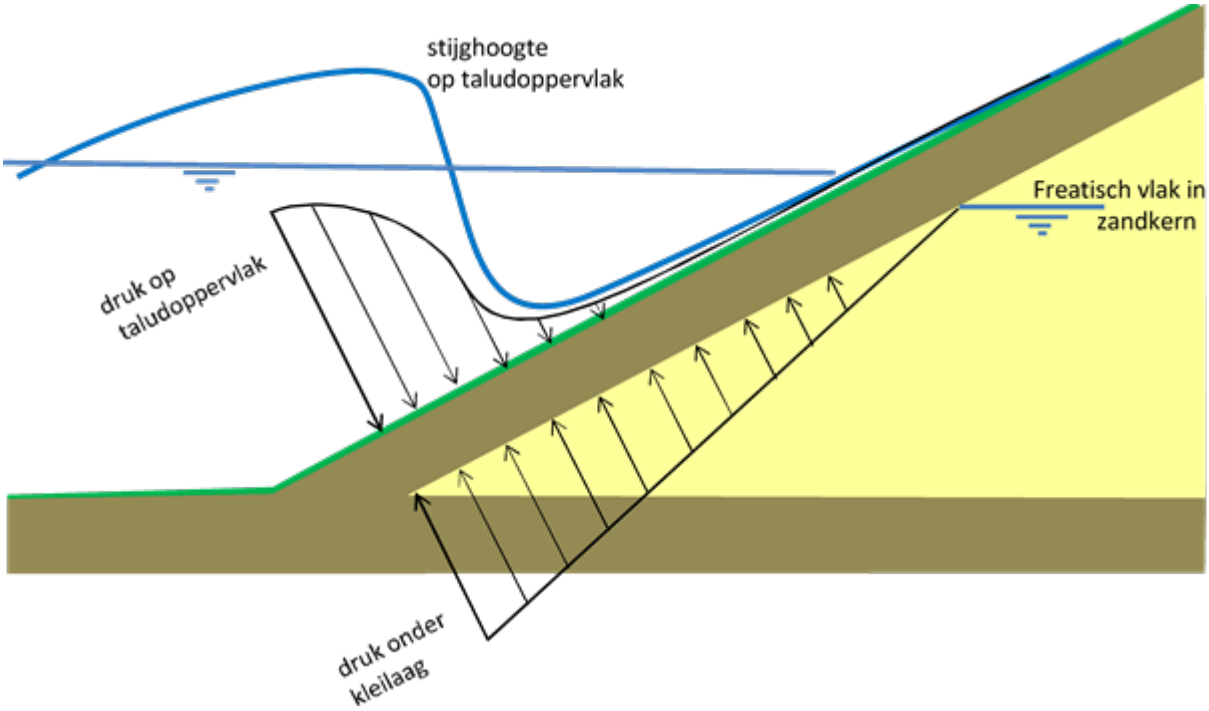
Figuur 5 Gemodelleerde weergave kritische situatie voor de stabiliteit van de kleibekleding bij golfneerloop.

Voor het optreden van een ongunstig verval over de kleilaag is het van belang dat in het zand onder de kleilaag een relatief hoog freatisch vlak aanwezig is, in elk geval hoger dan het punt van maximale golfneerloop. Dit is denkbaar als de bekleding, of in elk geval een deel van de bekleding, relatief doorlatend is en er tijdens een hoogwater makkelijk water in het zand dringt. Hierbij wordt opgemerkt dat ook in de golfoploopzone water in de dijk kan infiltreren, waardoor het freatisch vlak stijgt. Ook indien het onderliggende zandlichaam klein is, bijvoorbeeld in het geval van een

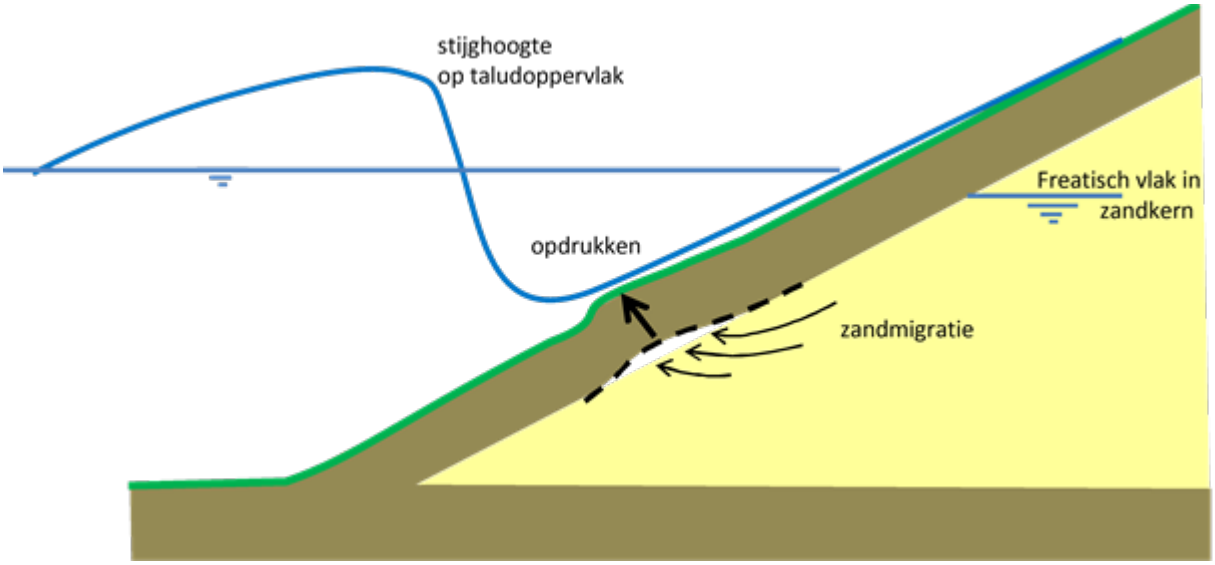
zandscheg, dan zal het freatisch vlak hierin snel kunnen oplopen.
Een hoog freatisch vlak in de dijk kan ook optreden indien er onder dagelijkse omstandigheden onvoldoende drainage van de zandkern mogelijk is in combinatie met een langdurige regenperiode. Dit kan dan leiden tot stabiliteitsproblemen van de kleilaag en/of het uitspoelen van zand. Het zal echter alleen tot een veiligheidsprobleem kunnen leiden als dit gelijktijdig optreedt met een extreem hoogwater in combinatie met hoge golven.

Een tweede factor van belang voor een ongunstig verval is de golfneerloop. Bij grote golven is het verschil tussen de buitenwaterstand en het punt tot waar de golf zich terugtrekt het grootst. Hoe groter de golfhoogte hoe ongunstiger dit is.

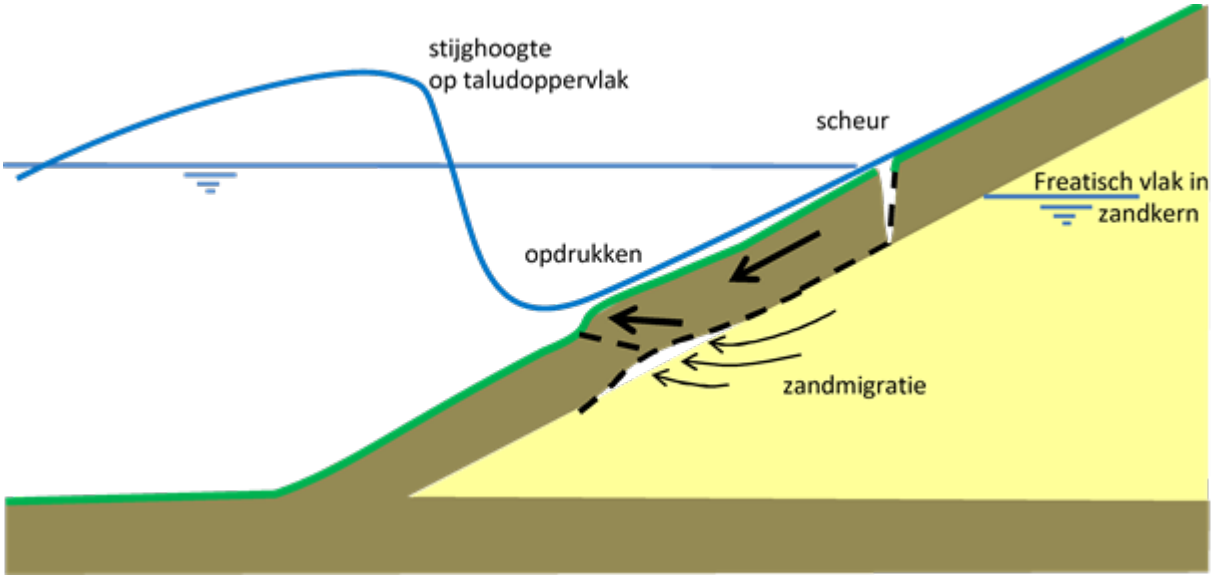
Het ongunstige verval over een deel van de kleilaag kan leiden tot opdrukken van de kleilaag (Figuur 6), tot afschuiven van de kleilaag (Figuur 7) of tot een combinatie van beide mechanismen (Figuur 8). Welk van de mechanismen maatgevend is, hangt af van de specifieke situatie, zoals van de sterkte van de kleilaag, de dikte en het gewicht van de kleilaag, de drukverdeling over de kleilaag en de taludhelling.



Figuur 6 Opdrukken van de kleilaag als de druk onder de kleilaag plaatselijk hoger is dan de druk boven de kleilaag plus de gewichtscomponent van de kleilaag loodrecht op het talud.



Figuur 7 Afschuiven van de kleilaag. Hierbij hoeft geen opdrukken op te treden.



Figuur 8 Combinatie van opdrukken en afschuiven.

Voor het opdrukken van de kleilaag, zie Figuur 6, is het nodig dat de druk onder de kleilaag minimaal gelijk is aan gewichtscomponent van de kleilaag loodrecht op het talud plus de eventueel nog aanwezige waterdruk op het talud. In een grootschalige Deltagoot proef is waargenomen dat een 1,4 keer hogere druk niet heeft geleid tot falen door opdrukken [Bosters, 2008]. Dit kan mogelijk worden verklaard doordat het opdrukken slechts plaatselijk optreedt; de drukverdeling over de kleilaag boven en onder het punt van maximale golfterugtrekking is gunstiger. Daarbij heeft een kleilaag mogelijk enige sterkte tegen doorbuiging door enerzijds boogwerking in de klei en aanvullend hierop, specifiek voor grasbekledingen, een treksterkte bovenin de kleilaag door de wortels in de zode.

Bij het regelmatig onder golfwerking enigszins opdrukken van de kleilaag kan de ontstane holte tussen de kleilaag en de zandkern worden opgevuld door migratie van zand. Dit leidt tot onomkeerbare kleine vervormingen van de kleilaag. Dit hoeft niet tot het falen van de bekleding te leiden, tenzij de vervormingen zodanig worden dat de klei en de graszode breken. Dit zou een geleidelijk proces kunnen zijn, veroorzaakt door opeenvolgende grote golven die telkens voor een klein beetje extra deformatie zorgen.

Wordt de druk te hoog dan wordt verondersteld dat de kleilaag opbarst: de klei met de graszode breekt. Dit kan gepaard gaan met het plotseling uitspoelen van zand. Bovendien zal de erosiebestendigheid van de bekleding, graszode en klei, zijn aangetast. Golven zullen eerst de restanten van de kleilaag en vervolgens het onderliggende zand eroderen. Uiteindelijk kan dit leiden tot een zodanig erosie dat kruindaling, bresvorming en overstroming van het achterland optreedt.

Ook zonder opdrukken van de kleilaag kan de bekleding falen door afschuiven van een deel van de kleilaag, zie Figuur 7. Bij steile taludhellingen kan de schuifsterkte op het vlak tussen de kleilaag en de zandkern al grotendeels zijn gemobiliseerd, enkel door het gewicht van de kleilaag. Een ongunstige verandering van het verval over de kleilaag kan daarop leiden tot het afschuiven van de kleilaag. De kleilaag zal min of meer evenwijdig aan het talud afschuiven. Onderaan, waarschijnlijk nabij het laagste punt van de terugtrekkende golf, zal de grondmoot uitbreken. Bovenaan zal een scheur ontstaan. Na het gedeeltelijk afschuiven van de kleilaag is het proces tot aan overstromen van het achterland zoals hierboven bij opdrukken omschreven.

Een derde, gecombineerde, mogelijkheid van falen van de bekleding is het opdrukken en opbarsten van de kleilaag, aansluitend gevolgd door het afschuiven van de bovenliggende kleilaag, zie Figuur 8. Door het opbarsten verliest de bovenliggende grond zijn steun. Het opdrukken en opbarsten helpt als het ware het uitbreken van het stukje glijvlak onderaan de afschuivende kleilaag. Het vervolgproces tot aan eventueel overstromen van het achterland verloopt ook hier zoals boven beschreven.

Overzicht van het faaltraject erosie grasbekleding op het buitentalud

Het traject dat leidt tot falen van de dijk als gevolg van instabiliteit van de grasbekleding op het buitentalud als gevolg van golfaanval staat in Figuur 9.



Figuur 9 Gebeurtenissen leidend tot falen van de dijk door afschuiven van de bekleding op het buitentalud.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Fenomenologische beschrijving van de grasbekleding op de kruin en het binnentalud

Hieronder worden de initiële mechanismen voor een grasbekleding op de kruin en het binnentalud fenomenologisch beschreven. De grasbekledingen op de kruin en het binnentalud worden belast door hoge stroomsnelheid door over de dijk heen slaande golven. Andere stormgerelateerde

belastinggevallen die schade aan grasbekledingen op het binnentalud kunnen opleveren zijn (ook) gerelateerd aan een relatief hoge grondwaterstand. Deze relatief hoge grondwaterstand kan worden veroorzaakt door een hoge buitenwaterstand en door de effecten door van infiltratie van overslaand water. Een hoge grondwaterstand in de dijk kan leiden tot het instabiel worden van de bekleding en het uitspoelen van materiaal .
Voor grasbekledingen op de kruin en het binnentalud worden hieronder drie initiële mechanismen beschreven:

- Erosie grasbekleding op de kruin en het binnentalud
- Afdrukken grasbekleding op het binnentalud
- Uitspoelen zand door de bekleding op het binnentalud

Erosie grasbekleding op de kruin en het binnentalud

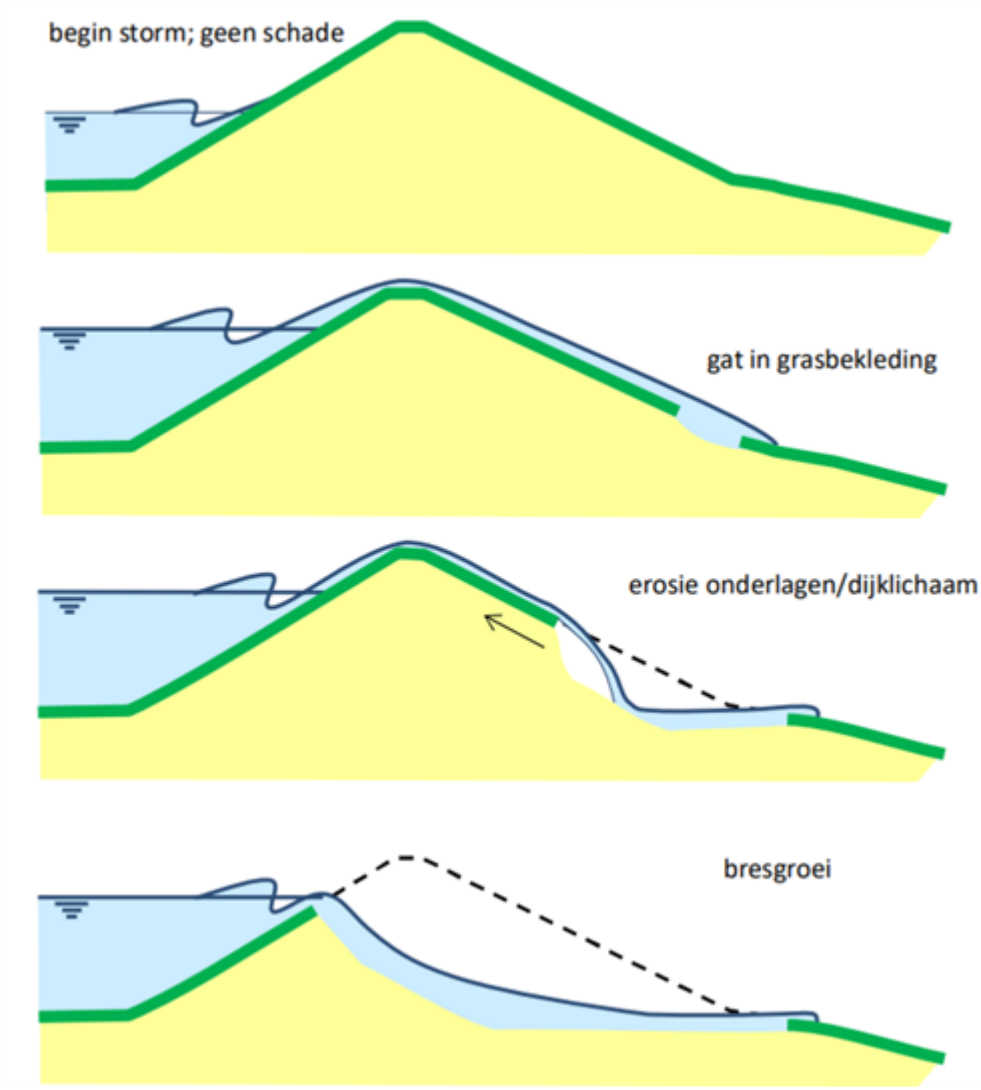
Bij golfoverslag slaan de hoogste golven over de kruin van de dijk. De over de dijk slaande golven geven telkens gedurende enkele seconden een hoge stroomsnelheid op de kruin en het binnentalud. Deze turbulente stroming stelt de grasbekleding bloot aan een sterk wisselende waterdruk waardoor de grasbekleding kan eroderen.

De grondlaag tot circa 20 cm onder maaiveld levert de belangrijkste sterkte tegen erosie. Deze laag bevat in elk geval de graszode, maar ook nog een stukje kleilaag onder de zode waar nog veel wortels in zitten en waar wortels nog een grote positieve bijdrage leveren aan de erosiebestendigheid van de grond. De kleilaag onder deze toplaag levert ook nog een bijdrage aan de erosie-sterkte van de bekleding, maar wordt voor het initieel mechanisme niet gerekend tot de grasbekleding.

Erosie grasbekleding

Uit waarnemingen bij grootschalige golfoverslagproeven blijkt dat het proces van een eerste schade tot falen van de grasbekleding op verschillende manieren kan verlopen. Een schade aan de grasbekleding kan worden veroorzaakt doordat een grote overslaande golf een stukje van de zode meeneemt, maar een schade kan ook al aanwezig zijn in de vorm van een kleine beschadiging, bijvoorbeeld een rijspoor of iets dergelijks. Het moment van optreden van schade is zeer afhankelijk van toevallige variaties in de sterkte van de zode op kleine schaal. Ter plaatse van een schade kan de zode als gevolg van golfoverslag van het talud af worden gestroopt, vaak zonder dat er een snelle verdieping van de schade optreedt. Op den duur echter verdiept de schade en wordt de toplaag van circa 20 cm doorbroken.

Na het ontstaan van een gat in de graszode wordt de dijk aangesproken op erosie-sterkte, een vervolgmechanisme dat wordt onderscheiden als gevolg van erosie van de grasbekleding. Aanwezige losse klei vlak onder de zode zal snel eroderen. Het gaat bijvoorbeeld om een relatief minder verdicht, en daardoor erodeerbaarder materiaal dan dat van de onderlaag. In deze erodeerbaardere laag is draagt het wortelnet van de graszode niet meer effectief bij aan het verhogen van de erosieweerstand. Erosie van materiaal kan zorgen voor ondermijning van de grasmat waardoor het erosiegat groeit. De randen van het ontstane gat in de zode kunnen ook aanleiding zijn voor een concentratie van de belasting.

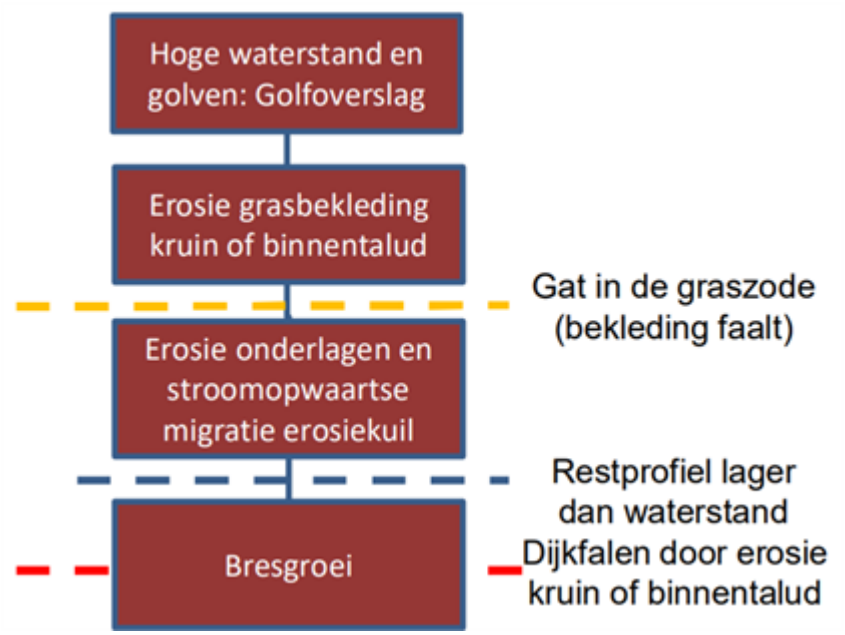


Figuur 1 Schetsmatige weergave faaltraject veroorzaakt door erosie van de grasbekleding op de kruin en het buitentalud.

Als erosie leidt tot een resterend dijkprofiel dat lager is dan de waterstand, dan overstroomt het achterland en faalt de dijk. Verlaging van het profiel beneden de waterstand kan optreden als gevolg van doorgaande erosie. Het is echter ook mogelijk dat gedurende het erosieproces, wanneer nog maar een deel van het dijklichaam is aangetast door erosie, er een ander vervolgmechanisme optreedt. Door het steeds smaller wordende profiel kan het binnentalud van de dijk eerder instabiel worden door toename van de waterspanningen in de dijk (afschuiven).

Overzicht van het faaltraject erosie grasbekleding op de kruin en het binnentalud

Een voorbeeld van een faalpad voor het falen van grasbekleding op de kruin en het binnentalud als gevolg van golfklappen is weergegeven in Figuur 2.

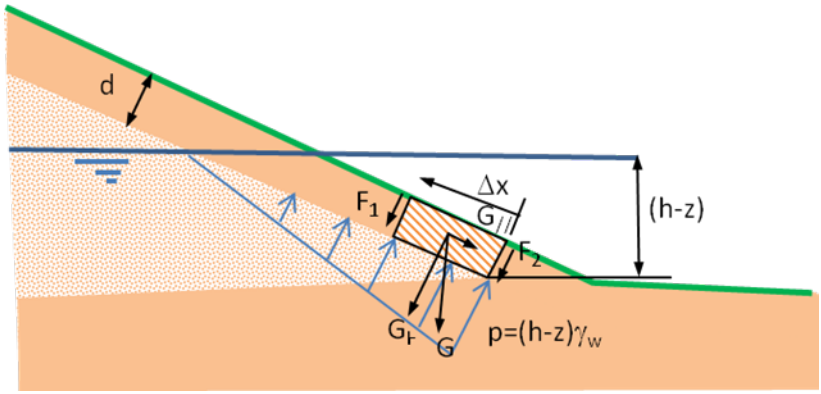


Figuur 2 Faalpad tot falen dijk als gevolg van erosie van de grasbekleding op de kruin en het binnentalud.

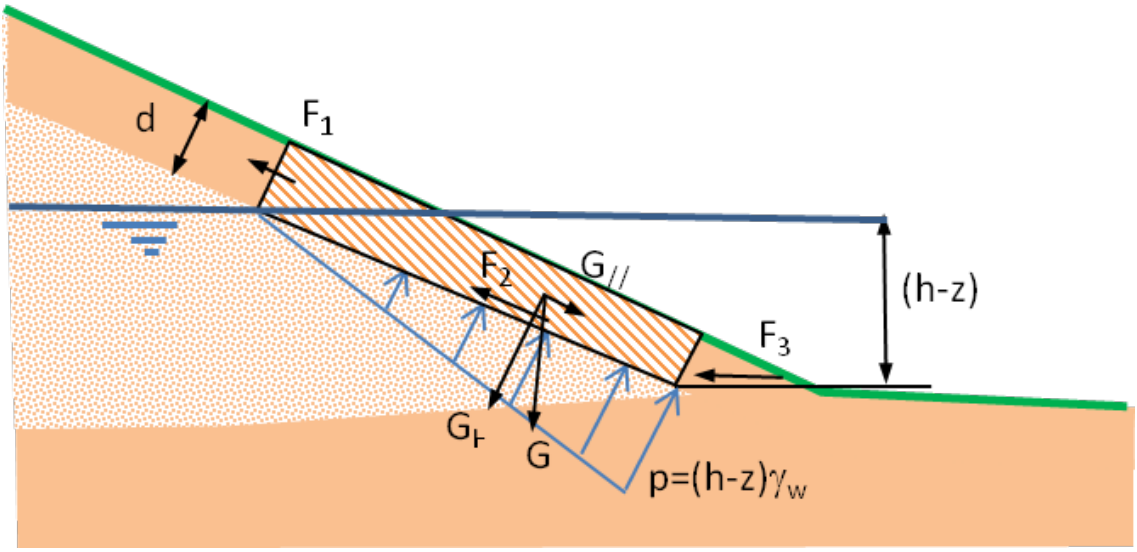
Afdrukken en afschuiven grasbekleding op het binnentalud

Inleiding en afbakening

Afdrukken en afschuiven betreffen het verlies van stabiliteit van grondlagen met zeer beperkte dikte aan het oppervlak van het binnentalud onder invloed van grondwater dat tegen de bekleding aan drukt (zie figuur 3).

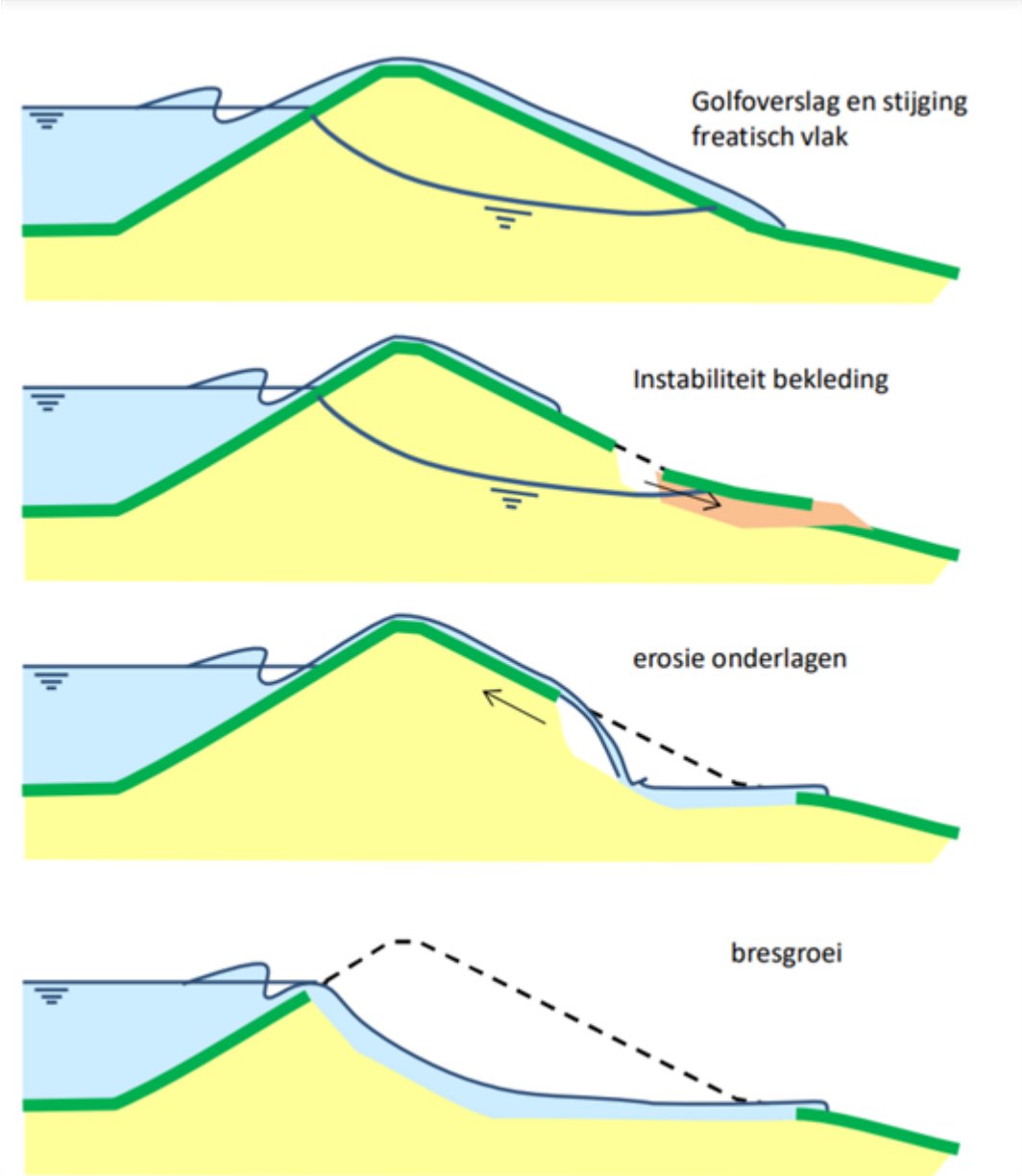


Figuur 3a: Krachtenevenwicht bij opdrukken kleibekleding



Figuur 3b. Krachtenevenwicht tijdens afschuiven dijkbekleding

Golfoverslag kan zorgen voor meer infiltratie in de kern van de dijk waardoor de potentiaalverschillen over de bekleding op het binnentalud toenemen. Het waterspanningsverloop is sterk afhankelijk van de opbouw van de dijk. Bij een doorlatende buitenbekleding en een kern van zand kan de freatische lijn in de dijk oplopen. Er ontstaat een verhanglijn in de dijk die al dan niet op het binnentalud uittreedt of waterdrukken veroorzaakt ter plaatse van de binnenteen. De verhanglijn is onder andere afhankelijk van de duur van de hoogwatergolf. De waterdrukken zorgen voor een verlaging van de schuifweerstand tussen de kleibekleding en zandkern. Indien de schuifweerstand en steun vanuit de teen lager zijn dan de aandrijvende kracht ten gevolge van de gewichtscomponent van de bekleding langs het talud, dan zal de bekleding afschuiven. Indien de waterdrukken blijven stijgen zonder afschuiving te veroorzaken, dan zal de bekleding uiteindelijk worden opgedrukt. Het potentiaalverschil over de bekleding is dan groter dan de bijdragen van wrijving tussen gronddelen en het gewichtscomponent van de bekleding normaal op het talud. Een voorbeeld van een faalpad voor het falen als gevolg van uitspoelen is weergegeven in Figuur 4.



Figuur 4. Schetsmatige weergave doorbraakproces na instabiliteit van de grasbekleding op het binnentalud

Kleidijken zijn relatief ongevoelig voor opdrukken Bij kleidijken is in het algemeen de kern relatief ondoorlatend en de bovenste laag doorlatend als gevolg van de vorming van bodemstructuur. Bodemstructuur vormende processen hebben vooral invloed tot circa één meter onder het maaiveld. In deze zone zijn de wisselingen in vochtgehalte, temperatuur (vorst) en de activiteit van flora en fauna het meest intensief. Bij infiltratie door golfoverslag zal de laag met ontwikkelde bodemstructuur snel verzadigen. Het water zal nauwelijks in de relatief ondoorlatende kern doordringen en afstromen door de grondlaag met bodemstructuur, parallel aan het talud. De hierbij optredende waterspanning is ongunstig voor de stabiliteit, waardoor deze grondlaag parallel aan het talud kan afschuiven. Dit mechanisme is in de praktijk vaak waargenomen bij steile taluds in combinatie met golfoverslag. De afschuiving wordt bijna altijd voorafgegaan aan het vormen van een langs-scheur in de kruin of bovenaan het talud, waardoor er nog meer water in de laag met bodemstructuur infiltreert. Onderaan het talud kan de teen eventueel nog steun geven, maar als deze te gering is, dan schuift de hele grondlaag parallel aan het talud af. De bloot komende kern kan vervolgens verder eroderen wat uiteindelijk kan leiden tot een daling van de profielhoogte onder de

waterstand gevolgd door bresvorming en overstroming van het achterland.
De fasen typerend voor het afdrukken en afschuiven van een bekleding op het binnentalud zijn voor een kleibekleding op een zanddijk:

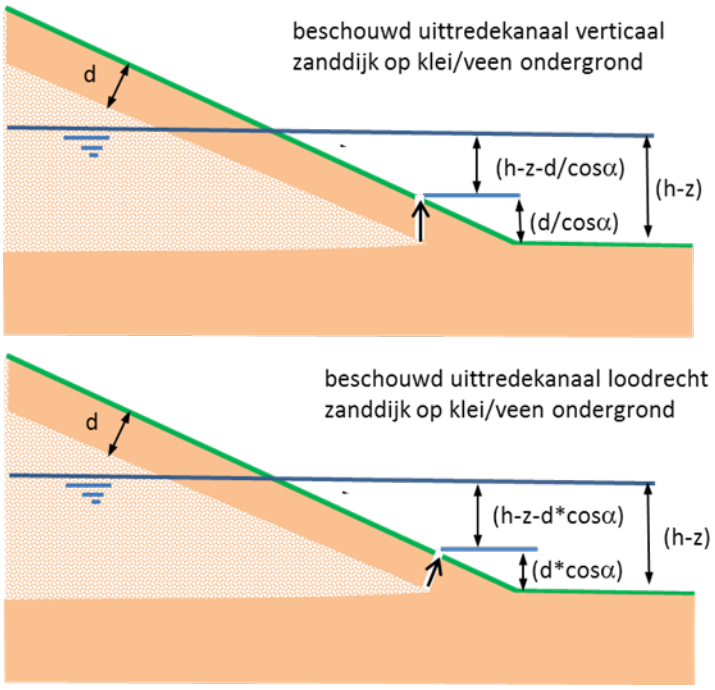
1. Stijging freatische lijn
2. Aantasting binnentalud en kruin door opdrukken en afschuiven bekleding binnentalud
3. Aantasting kan een kruindaling geven en/of versnelling van erosie door golfoverslag
4. Bresgroei

Voor een kleidijk zijn deze:

1. Golfoverslag zorgt voor verzadiging bekledingslaag en een potentiaalverschil door de bekleding evenwijdig aan het binnentalud
2. Scheuren ontstaan in de bekleding op het binnentalud en de bekleding schuift af
3. De kruin wordt deels aangetast door de afschuiving en de kleikern komt bloot te liggen waardoor deze kan gaan eroderen
4. Bresgroei

Uitspoelen zand door de bekleding op het binnentalud

Uitspoelen van zand door een bekleding op het binnentalud kan optreden door scheuren en gaten in de afdekkende kleilaag. Deze scheuren en gaten bestonden al door bijvoorbeeld aanwezige graverijschade òf zijn het gevolg van het opdrukken en of afschuiven van de kleilaag. Uitspoelen treedt niet op bij dijken met een kleikern. Het uitspoelen van zanddeeltjes treedt op als het potentiaalverschil over het gat groot genoeg is om zandkorrels te transporteren. Bij aanhoudende hoge freatische lijn in het dijklichaam zullen steeds meer korrels afstromen door het buitentalud. Hierdoor ontstaan holtes onder het binnentalud welke afschuivingen kunnen triggeren waardoor het gat groter wordt. Het proces van uitspoelen zal doorgaan zolang de freatische lijn in de kern van de dijk hoog genoeg blijft. Ook kan in het geval van overslag, het overslaande water zorgen voor een versnelde ondermijning van de resterende kleilaag op het binnentalud waarna het erosieproces snel de kern van de dijk kan aantasten en daarmee de kruinhoogte (zie figuren 5 en 6)



Figuur 5 Schematische weergave uitspoelen



Figuur 6 Foto's van waarnemingen van het uitspoelen van zand tijdens golfoverslagproeven

Versie 1.0: 2 juli 2025

Uittrekmechanisme bij grasbekledingen

Het mechanisme dat ten grondslag ligt aan meerdere vormen van erosie van de grasbekleding is het zogenaamde uittrekmechanisme. Bij dit mechanisme wordt een stuk zode opgetild en uit z'n structuur gehaald door de stroming ten gevolge van golfoverslag. Een typische afmeting van de zode die bij dit mechanisme verdwijnt, is ongeveer 15 bij 15 centimeter. Het stuk zode kan minder dik zijn dan de toplaag, maar het kan ook de hele toplaag bevatten, in welk geval instantaan falen van de grasbekleding optreedt. Door de hoogturbulente stroming wordt een onderdruk aan de bovenzijde van de toplaag gecreëerd. Door het drukverschil over de dikte van de zode verandert het verticale evenwicht voor het betreffende stuk zode. Er staat als gevolg een netto verticale kracht op het stuk graszode, dat kan leiden tot het lostrekken van de graszode (Figuur 1).

Een bijzonder geval van het uittrekmechanisme ontstaat wanneer een groter deel van de zode wordt losgewerkt, wat kan gebeuren als de zode zijdelings goed vast zit. In dit geval kan het stuk zode eerst opbollen voordat het uit de bekleding wordt getrokken.

De opbolling heeft betrekking op de toplaag of deel van de toplaag. Het opbollen alleen leidt niet direct tot erosie van de toplaag; maar omdat de bol boven het talud uitsteekt, zal een eerstvolgende grote overslaande golf het geheel los slaan, zodat de grasbekleding direct over een groot oppervlak verdwijnt. Dan ontstaat nauwelijks opbolling. In de onderstaande Figuur 1 worden enkele stadia van het mechanisme van opbolling weergegeven, waarbij de afmeting groter was (circa 50 x 50 cm^2).



Figuur 1 Uittrekmechanisme. Golfoverslagproeven op Sint Philipsland.



Figuur 2 Opbolmechanismen. Golfoverslagproeven op Waddenzeedijk Friesland bij de Boonweg.



Figuur 3 Opbolmechanismen. Golfoverslagproeven op Waddenzeedijk Friesland bij de Boonweg.

Het opbolmechanisme kan de laag onder de toplaag blootstellen. Hierdoor kunnen andere erosiemechanismen hun intree doen op het talud.

Het mechanisme is diverse keren waargenomen bij golfoverslagproeven op het binnentalud, maar het

is denkbaar dat het mechanisme ook op het buitentalud kan optreden in de golfoploopzone.
Versie 1.0: 2 juli 2025

Schade door stromingingsconcentraties langs objecten

Een effect dat kan optreden is te zien bij verticale obstakels, zoals bomen en brede palen, in de baan van het overslaande water. De waterstroom wordt geblokkeerd en moet zich splitsen. Dit splitsen veroorzaakt hevige turbulentie net achter het object, hetgeen een extra eroderende werking met zich mee brengt. Daarnaast concentreert zich aan beide zijden van het object de stroming waardoor ook naast het object een hogere belasting optreedt. De mate van turbulentie en stroomconcentratie is afhankelijk van de breedte en vorm van het opstaande object. Uit proeven is gebleken dat kleinere opstaande objecten, tot een breedte van circa 0,15 m, minder tot geen effect hebben op de belasting door het overslaande water. Figuur 1 geeft een beeld van schade veroorzaakt door een boom op de binnenteen.



Figuur 1 Schade als gevolg van stroomconcentratie en turbulentie na grote overslagdebieten. Golfoverslagproeven Vechtdijk, $5^{1/2}$ uur 50 l/s per m.

Een ander voorbeeld is de stromingsconcentratie langs een taludtrap. De trap is een opstaand element waarbij het overslaande water zich concentreert langs de zijkanten van de opgang en vervolgens zorgt voor een waterjet onderaan de opgang bij de overgang van talud naar horizontaal. De geconcentreerde stroom geeft een extra erosieve werking. Een overgang die niet gedimensioneerd is op een dergelijke waterstroom (bescherming tegen waterjet of geleiding van waterjet) is kwetsbaar. Figuur 2 en Figuur 3 geven een impressie van het resultaat van een praktijktest.



Figuur 2 Schade als gevolg van stroomconcentratie na zeer grote overslagdebieten. Golfoverslagproeven Afsluitdijk, 6 uur 50 l/s per m.



Figuur 3 Schade als gevolg van stroomconcentratie in combinatie met verminderde sterkte door onder andere het gebruik van onkruidwerend middel langs de trap. Golfoverslagproef op dijk bij Poortvliet, Tholen, na 2 uur 5 l/s per m.

Schade door stroming rond niet goed beheerbare delen

Een tweede effect van een niet-waterkerend object betreft beperkingen in beheer en onderhoud. Veel dijken worden mechanisch onderhouden. Het is echter niet goed mogelijk om met bijvoorbeeld machines rondom de niet-waterkerende objecten te maaien of te klepelen. Ook schapen houden het gras niet exact tot aan of rondom de objecten kort. Het gevolg hiervan is dat organisch materiaal zich ophoopt ter plaatse van het object. Dit wordt nog eens versterkt door vang van stof en los organisch materiaal door het opstaande object. Het opgehoopte organische materiaal vormt op den duur een sponsachtige ophoging op het talud, berm of achterland, een geliefde habitat voor muizen en andere kleine dieren. Deze ophoging kan een zwakke plek vormen in de grasbekleding en is een aangrijpingspunt voor het overslaande water. Onder andere onder hekwerken kan dit mogelijk tot initiatie van schade leiden.

Hoe de sponsachtige ophoging de erosiebestendigheid beïnvloedt, is niet eenduidig vastgesteld bij de golfoverslagproeven. Bij een overslagproef bij Poortvliet (Tholen) is waargenomen dat de sponsachtige verhoging bij een hekwerk dwars op de dijk de stroming juist afleidde van deze plek, waardoor de belasting hier minimaal was. Het talud bezweek op een andere plek dan het hekwerk, al bij een lagere overslagbelasting (Figuur 1).



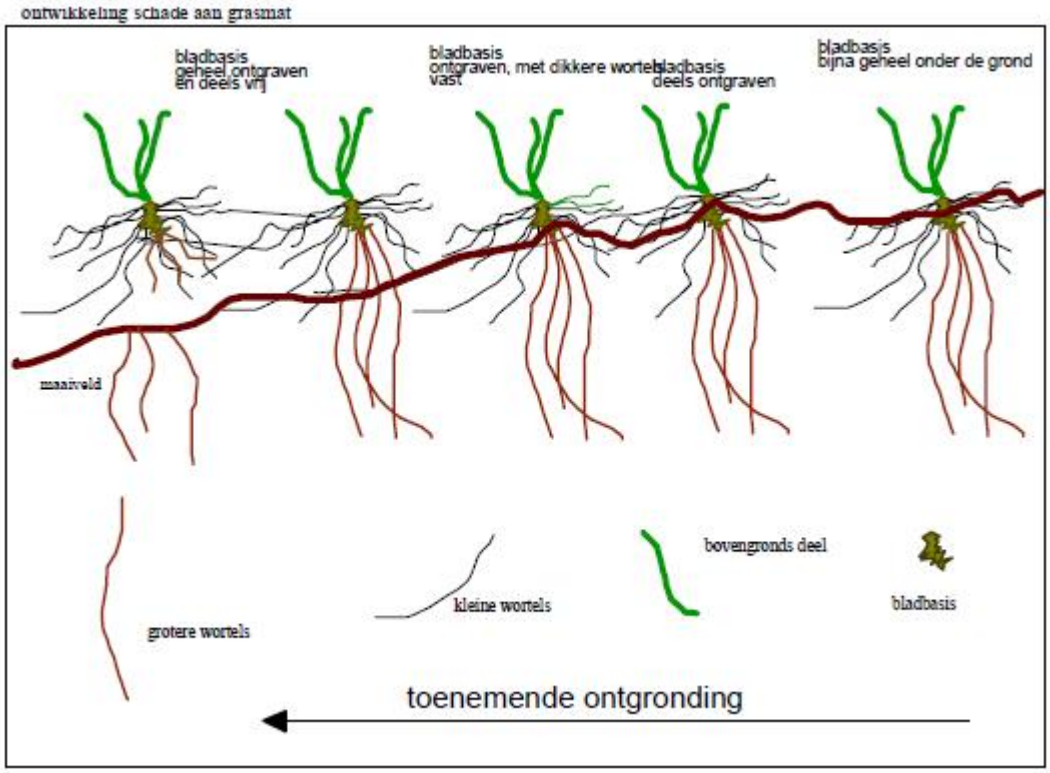
Figuur 1 Sponsachtige ophoging langs hekwerk. Golfoverslagproef op dijk bij Poortvliet op Tholen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Slijterosie van grasbekledingen

De kenmerken van slijterosie is dat het medium laagje voor laagje wordt geërodeerd onder meevoering door het stromende water. Deze erosievorm komt voor bij loskorrelig materiaal en kale

klei, zonder veel cohesie door bijvoorbeeld (te weinig) wortels en of cementatie van gronddeeltjes. Het stromende water dat ten gevolge van de golfoverslag over het medium spoelt, spoelt telkens een klein laagje van het materiaal mee, zie Figuur 1.



Figuur 1 Ontwikkeling van slijterosie bij een grasbekleding.

Het mechanisme komt voor bij zowel zand als klei. Laagje voor laagje wordt het materiaal, redelijk gelijkmatig, weggespoeld/getransporteerd. Bij slijterosie zou men kunnen spreken van een continu proces onder gelijkblijvende stroming. Bij golfoverslag is sprake van pulsbelastingen (stroming) en slijterosie is daardoor in het specifieke geval van golfoverslag slechts 'continu' in geval er stroming over het medium plaatsvindt.

Bij klei wordt opgemerkt dat de verschillende verschijningsvormen van klei een andere mate van slijterosie ondergaan. Met uitzondering van net aangelegde dijken, zal klei in een grasbekleding in het algemeen een ontwikkelde bodemstructuur hebben. Hierbij zijn er in de fysieke structuur clusteringen van verschillende 'klei aggregaten' waarneembaar. Tevens is vaak de porositeit van deze klei groter. De aggregaten eroderen op een andere wijze dan homogene klei, zoals in het geval het kale klei betreft.

Het mechanisme slijterosie blijkt, aan de hand van de overslagproeven, slechts in beperkte mate op te treden bij een grasbekleding en was nooit het maatgevende mechanisme voor falen van de toplaag. Onder belasting van golfoverslag wordt gras schoongespoeld; alle bladeren, vuil en andere losse deeltjes worden door de eerste golven weggespoeld. Met verloop van de proeven werden de bladbasis en de bovenste worteldelen blootgelegd. Het was daarna echter altijd een ander mechanisme waardoor falen van de toplaag optrad. Gras zit goed vast door het wortelnet en erosie van noch de grassprieten zelf of de spriet-wortel verbinding treden op significante schaal op.

Ook op het buitentalud, onder aanval van stroming, golfklappen en golfoploop kan dit mechanisme optreden.

Slijterosie is voor grasbekledingen niet maatgevend gebleken. Er wordt geen specifiek voor dit type

erosie afgeleid model gegeven.
Versie 1.0: 2 juli 2025

Erosie van overgangen / discontinuïteiten in grasbekledingen

Uit proeven met de golfoverslagsimulator is gebleken dat scherpe overgangen van een talud naar een berm of achterland gevoelig zijn voor initiatie van schade. Figuur 1 geeft hier een voorbeeld van. Het stromende water uit overslaande golven heeft een jetwerking op de horizontale berm. Reeds bij proeven met 10 l/s per m is initiatie van schade gebleken. Uit de proeven is verder gebleken dat een geleidelijke overgang van talud naar horizontale berm of achterland, dit mechanisme niet optreedt. Een geleidelijke overgang is dus minder gevoelig voor initiatie van schade.

Een discontinuïteit als gevolg van schade (rijsporen en dergelijke) op de kruin, talud, teen of berm kunnen grote invloed hebben op de initiatie van doorgaande schade in omstandigheden met golfoverslag. De discontinuïteiten in de vorm van een verdieping (hol of rijspoor o.i.d.) moeten dan wel van een omvang zijn waarbij de waterstroom vat kan krijgen op de benedenstroomse rand van de verdieping. Daarbij speelt ook de ondergrond een rol. Zo zijn bijvoorbeeld molgaten in een kleiige grasmat minder gevoelig voor doorgaande schade dan een molgat in een zandige ondergrond. Verder is het van belang of in het beschadigde deel nog een wortelstelsel aanwezig is of niet. Als dit wel zo is, dan is niet direct schade te verwachten.



Figuur 1 Schade aan teen na 30 l/s per m. Golfoverslagproeven Friese Waddenzeedijk nabij de Boonweg.



Figuur 2 Overgang van talud naar wegovergang met doorgroeistenen. Golfoverslagproeven Vechtdijk.



Figuur 3 Overgang van talud naar wegovergang met doorgroeistenen. Golfoverslagproeven Vechtdijk.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Jet-erosie bij grasbekledingen

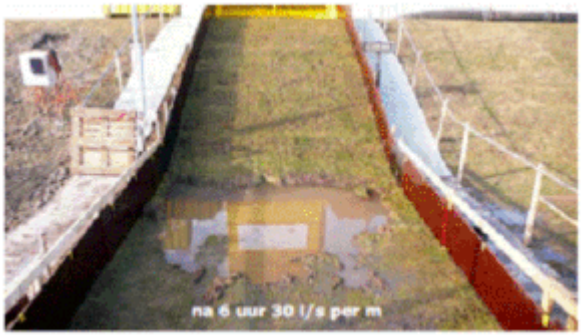
Jet-erosie is het verschijnsel dat zich manifesteert bij overgangen van een talud naar een horizontaal deel van de dijk. Bijvoorbeeld bij de teen van het talud of bij een berm. Bij deze overgangen ondergaat de stromingsrichting en snelheid vaak een abrupte verandering, wat een extra belasting op de grasmat oplevert.



Figuur 1 Jet-erosie bij de overgang van een talud naar horizontaal.



Figuur 2 Jet-erosie bij de overgang van een talud naar horizontaal.



Figuur 3 Jet-erosie bij de overgang van een talud naar horizontaal.



Figuur 4 Jet-erosie bij de overgang van een talud naar horizontaal.

De afstromende waterlaag zorgt voor een grote impact op het oppervlak. Als zich eenmaal een kuil met een zekere diepte heeft ontwikkeld zal de toename van de kuildiepte per tijdseenheid afnemen omdat de jet in een waterlaag stort. De eroderende kracht neemt daardoor af. Op dat moment heeft de toplaag echter al gefaald.

Het mechanisme is tijdens golfoverslagproeven meerdere keren waargenomen, en heeft ook geleid tot falen van de toplaag.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Afstropen van de grasbekleding

Wanneer een deel van de toplaag door een bepaald mechanisme of door (maai)schade is verwijderd, dan staat de benedenstrooms gelegen toplaag bloot aan de stroming. Deze stroming kan sterk genoeg zijn om dit overgebleven deel ook gedeeltelijk los te rukken. In de praktijk zal het afstropen (afscheuren) van een deel van de toplaag in fases gebeuren. In onderstaande figuur is te zien hoe het afstropen van een toplaag plaatsvindt. Opgemerkt wordt dat in verschillende gevallen alleen de zode werd verwijderd door afstropen en dat het overgebleven deel van de doorwortelde toplaag nog lang stand hield tegen golfoverslag (Figuur 1). In dat geval faalt de toplaag dus nog niet.



Figuur 1 Afstropen van een deel van de toplaag. Afsluitdijk.



Figuur 2 Afstropen na aanbrengen van schades. Zeedijk bij Delfzijl.

Dit mechanisme kan ook op het buitentalud optreden, als vervolgmechanisme na een schade (al dan

niet veroorzaakt door stroming of golfoploop).
Falen van de toplaag, eventueel als gevolg van afstropen, of als gevolg van verdere erosie van de toplaag na afstropen van de zode, wordt ondervangen door de cumulatieve overbelastingsbenadering.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Headcut erosie bij grasbekledingen

Zogenaamde head cut erosie is het terugschrijden van een kuil in stroomopwaartse richting. Een kuil verdiept zich en wordt gekenmerkt door een horizontaal deel en een aansluitende verticale wand. De verticale wand wordt op een gegeven moment instabiel en schuift of brokkelt af, zie Figuur 1. De toplaag, en daarmee de grasbekleding is op dat moment al bezweken.

Bij dijken met een kleilaag op een zandkern is er sprake van een combinatie van slijterosie en wegspoeling van zand uit de kern van het talud. Dit leidt tot ondermijning van de toplaag, zie Figuur 2. Nadat ondermijning van de toplaag is opgetreden, versnelt het erosieproces significant waarbij het erosieproces zich door de dijk heen begeeft en daarmee ook de kruin gaat ondermijnen.



Figuur 1 Head cut erosie op een zeedijk van kale klei bij Delfzijl, beproefd met de golfoverslagsimulator na verwijderen van de toplaag.



Figuur 2 Head cut erosie bij zanddijk met kleibekleding Sint Philipsland.

Versie 1.0: 2 juli 2025

1.1.4 Breuksteenbekleding

Fenomenologische beschrijving van het bezwijken van een breuksteenconstructie

Stabiliteit teenbestorting

Hieronder wordt fenomenologisch beschreven hoe een teenbestorting van breuksteen en breuksteen overlaging kan bezwijken. Een teenbestorting voor een talud met een steenzetting of asfaltbekleding wordt anders belast dan losse breuksteen op een talud.

- Bij lage waterstanden wordt de teenbestorting vooral belast op golfklappen en golfterugloop. De belasting is groter dan op een doorgaand breuksteentalud omdat de stenen door de golfterugloop vanaf het relatief gladde talud extra belast worden. In de golfneerloop komt het water met een hogere snelheid naar beneden dan wanneer het talud erboven uit breuksteen bestaat.
- Bij hoge waterstanden wordt de teenbestorting belast door de orbitaalbeweging van de golf. De orbitaalbelasting is groter dan op het voorland omdat de dijk een obstakel vormt, waardoor de belasting toeneemt.

Omdat de golfhoogte niet bij alle waterstanden gelijk is, is niet op voorhand aan te geven welke belasting en waterstand maatgevend zijn.

De stenen liggen in de kreukelberm op een horizontaal vlak, of erg flauwe taludhelling. Daardoor zullen de stenen minder makkelijk verplaatsen dan wanneer ze op een talud zouden liggen.
De hydraulische belastingen, m.n. door de grootste golven in het golfveld, leiden tot het verplaatsen van stenen binnen de teenbestorting of geheel uit de teenbestorting. De constructie faalt als er zodanig veel stenen verplaatst of verdwenen zijn dat de ondergrond bloot komt te liggen. Vanaf dat moment kan de ondergrond gaan eroderen (m.n. als er geen geokunststof aanwezig is) en kan de ondersteuning van de erboven liggende taludbekleding afnemen.

Bezwijken breuksteenoverlaging

Voor het faalmechanisme 'toplaaginstabiliteit van overlaging met losse breuksteen' wordt de belasting vooral bepaald door de golfhoogte en het aantal golven; de belangrijkste sterkteparameters zijn de grootte en de massadichtheid van de stenen (zie Figuur 1) en de taludhelling. De golfperiode (golflengte) heeft een kleinere invloed.
De beweging van de breukstenen wordt voornamelijk veroorzaakt door de klap van de brekende golven en door het water dat terugstroomt vanaf het talud in de golfneerloop. De belasting door het terugstromende water zorgt voor een essentieel verschil met de belastingsituatie van een doorgaand breuksteentalud. (zie Figuur 1).



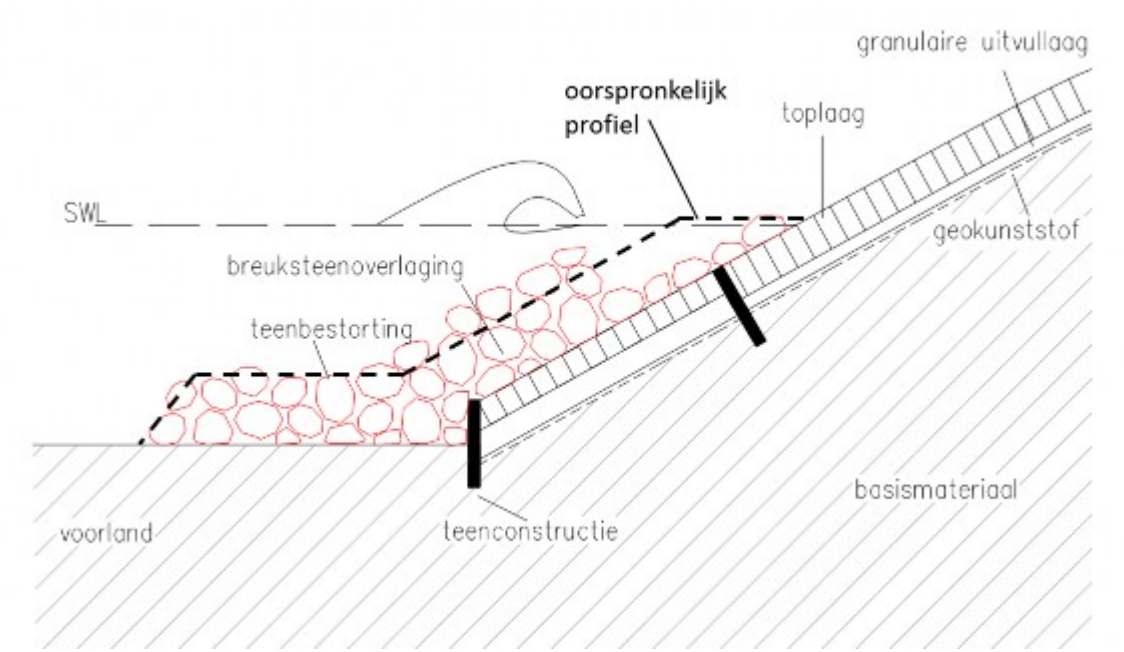
Figuur 1 Parameters breuksteenoverlaging.

1. Golfhoogte H_s: hoe hoger de golfhoogte, hoe ongunstiger.
2. Golflengte L_{om}: hoe langer de golf, hoe ongunstiger (mits plunging type).
3. Taludhelling: hoe steiler de helling, hoe ongunstiger.

4. Aantal golven N: de belastingduur speelt een rol in de rekenregels, en wordt gekarakteriseerd door het aantal golven gedurende een storm.
5. Grootte van de stenen D_{n50}: samen met de massadichtheid ρ_s bepaalt de steendiameter het gewicht van de stenen.
6. Massadichtheid van de stenen ρ_s, zie punt 5.

Er worden drie soorten breuksteenoverlagingen onderscheiden:

- Losse breuksteen
- Gedeeltelijk of patroon-gepenetreerde breuksteen
- Vol en Zat gepenetreerde breuksteen



Figuur 2 Faalmechanisme toplaaginstabiliteit overlaging met losse breuksteen.

De eerste twee varianten lijken sterk op een 'normale' oeverbekleding van breuksteen, terwijl de derde variant op een plaatbekleding lijkt. Voor de verschillende typen zijn verschillende faalmechanismen maatgevend.

De stroming en golven kunnen aanleiding geven tot meerdere mechanismen:

1. Zettingen van de breuksteen. Zettingen kunnen optreden in de ondergrond door de toename van het gewicht op deze ondergrond door de breuksteenberm of breuksteenoverlaging.
2. Geotechnische instabiliteit van de breuksteen. De grondwaterstromingen in een breuksteenoverlaging kunnen aanleiding geven tot het instabiel worden van deze overlaging. Ook kan erosie van het voorland ervoor zorgen dat een deel van een teenbestorting afschuift.
3. Bewegingen van de stenen. De krachten die de stroming en golven uitoefenen op de breuksteen kunnen ervoor zorgen dat stenen gaan migreren.
4. Migratie van de onderlagen door de breuksteen heen. Door potentiaalverschillen in de breuksteen wordt een stroming veroorzaakt welke, indien groot genoeg, materiaal mee kan voeren door de breuksteen heen. Dit transport van materiaal kan leiden tot ondermijning van de breuksteenconstructie wat aanleiding kan geven tot zettingen.
5. Liquifactie van de ondergrond. De cyclische belastingen van de ondergrond door de golven, in combinatie met de compactie door het gewicht van de stenen en kan aanleiding geven tot

liquifactie.

6. Erosie van het voorland. De golven en de stroming over het voorland kunnen aanleiding geven tot erosie van het voorland net voor de breuksteenconstructie. Erosie kan ook leiden tot het ondermijnen van de breuksteenconstructie.

Versie 1.0: 2 juli 2025

1.2 Beschrijving dijkbekledingen

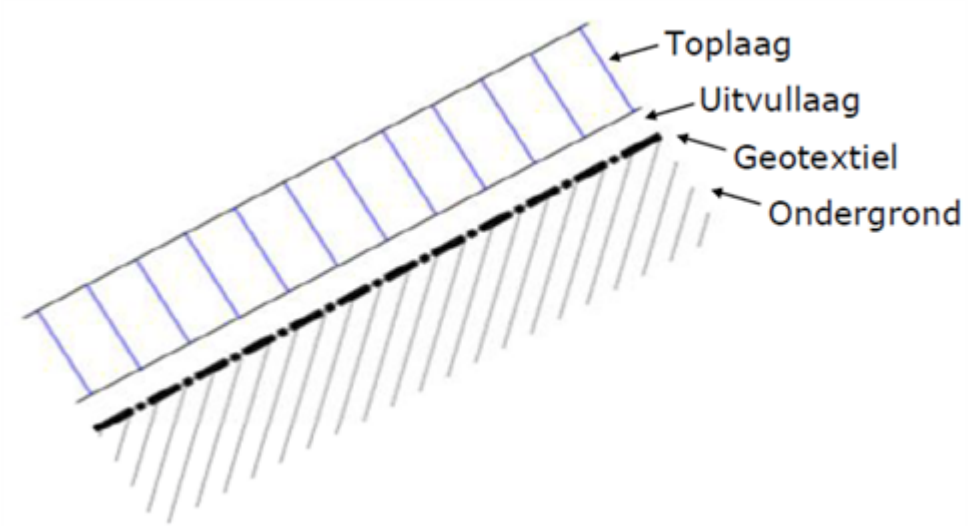
1.2.1 Steenzettingen

Beschrijving van de verschillende onderdelen van een steenzetting

HIeronder wordt ingegaan op de verschillende onderdelen van het bekledingssysteem van een steenzetting.

Bekledingssysteem

Het bekledingssysteem van elke steenzetting bevat een toplaag en een ondergrond (basismateriaal of granulaire aanvulling). Afhankelijk van de eigenschappen van de toplaag, de ondergrond en de hydraulische omstandigheden, kunnen tussen de toplaag en de ondergrond een extra granulaire laag en geotextiel worden toegepast. Figuur 1 geeft een schematische weergave van een veel voorkomende opbouw van het bekledingssysteem van een steenzetting.



Figuur 1 Schematische weergave van een veel voorkomende opbouw van het bekledingssysteem van een steenzetting.

Toplaag

Standaardelementen

Een toplaag met standaardelementen is de meest gebruikte toplaag van een steenzetting. Voor standaardelementen geldt dat de toplaagelementen niet onderling verbonden zijn, maar de elementen extra stabiliteit ontlenen aan het onderling verband van de zetting. De typen worden onderscheiden door hun vorm (blokken of zuilen) en materiaal (beton, natuursteen of restproducten). Hieronder worden de type toplagen weergegeven die in Nederland voorkomen en door producten geleverd kunnen worden.

Type toplaag: Betonblokken



Figuur 2 Haringmanblokken



Figuur 3 Verkalit (R)

Type toplaag: Betonzuilen



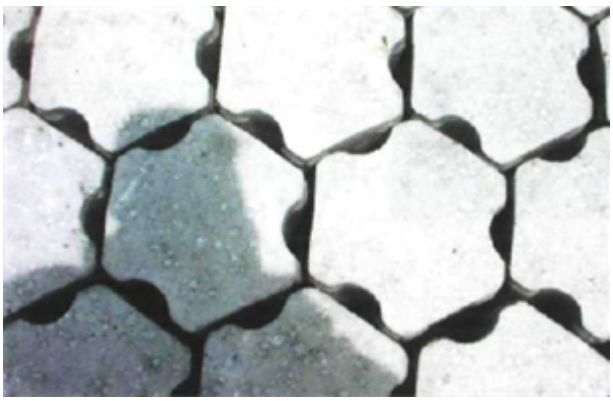
Figuur 4 Basalton



Figuur 5 PIT-Polygoon.



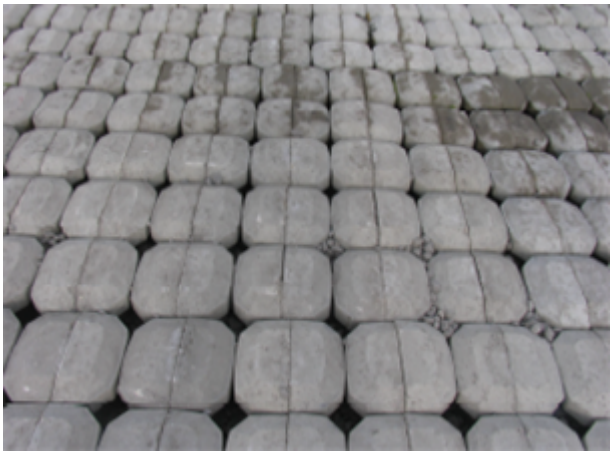
Figuur 6 Hydroblock.



Figuur 7 RONA(R)Ton.

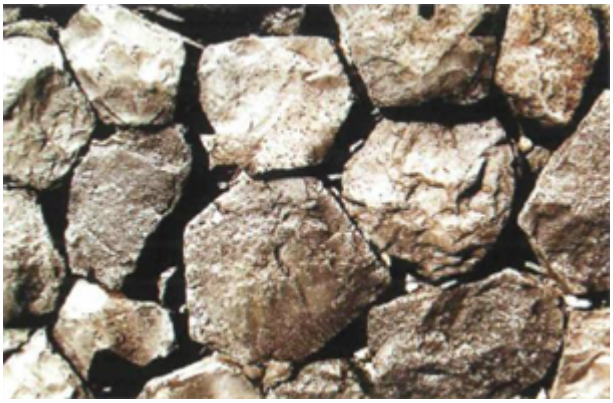


Figuur 8 C-Star.



Figuur 9 Hillblock.

Type toplaag: Natuursteen



Figuur 10 Basaltzuilen.



Figuur 11 Vilvoordse steen.



Figuur 12 Lessinische steen.



Figuur 13 Petit granit.



Figuur 14 Graniet.



Figuur 15 Noorse steen.

Type toplaag: restproduct



Figuur 16 Koperslakblokken.



Figuur 17 Quattroblocks (bron: Website Holcim)



Figuur 18 Ronaton XL (bron: Website Ron@ton XL)



Figuur 19 Ronaton Blokkenmatten (bron: Website Ron@ton XL)

De open ruimte tussen de elementen wordt veelal ingewassen om wrijving en klemming tussen de toplaagelementen te bevorderen. Een neveneffect van inwassen is dat de waterdoorlatendheid van de toplaag afneemt. Dit is ongunstig voor de stabiliteit van het element. Aangenomen wordt dat het positieve effect bij moderne steenzettingen groter is dan het negatieve effect.

Over het algemeen wordt voor het inwassen hoekig granulair materiaal zoals steenslag of gebroken grind gebruikt. Dit materiaal spoelt over het algemeen niet gemakkelijk uit (bij inspecties dient de kwaliteit van de eventuele inwassing gecontroleerd te worden). Merk op dat rechthoekige betonblokken zonder afstandhouders en Verkalit niet ingewassen worden. Bij betonblokken worden ter vergroting van de open ruimte soms afstandhouders toegepast om bredere stoot- of langsvoegen te creëren.

Ingegoten steenzetting

Om uitspoeling te voorkomen en de samenhang tussen de toplaagelementen te vergroten kan een toplaag met standaardelementen, als de open ruimte tussen de elementen groot genoeg is, worden ingegoten.

Voor de penetratie wordt meestal asfaltmastiek gebruikt, maar ook (colloïdaal) (cement)beton is mogelijk. Wanneer de penetratie “vol en zat” is zijn de spleten van boven af tot meer dan de helft van de toplaagdikte gevuld met penetratiemateriaal. In dat geval zijn de toplaagelementen zodanig met elkaar verbonden dat het geheel als een plaatbekleding fungeert. De bekleding is in dit geval als ondoorlatend te karakteriseren.

Overlaagde steenzetting

In sommige gevallen is de bestaande steenzetting versterkt door deze te overlagen met:

- losse breuksteen.
- vol en zat gepenetreerde breuksteen.
- polyurethane bonded aggregate (PBA).
- een nieuwe steenzetting op een uitvullaag.

De overlaging fungeert als voorbelasting op de toplaag en voorkomt dat de onderliggende elementen uit de toplaag worden gedrukt.

Geschakelde steenzetting

Een steenzetting met onderling verbonden toplaagelementen wordt een geschakelde steenzetting

genoemd. Bij blokkenmatten zijn de betonblokken onderling verbonden door kabels of een geokunststof.

Steenzetting met ruwheidselement

Sommige toplagen zijn voorzien van ruwheidselementen. Deze elementen steken uit en zorgen voor reductie van golfoploop (en golfoverslag). Merk op dat de krachten van het water op deze uitstekels kunnen leiden tot kantelen en wrikken van de elementen.

Granulaire laag

Een granulaire laag heeft een uitvulfunctie die van belang is bij het zetten van de afzonderlijke stenen, maar kan ook een filterfunctie hebben. De granulaire laag kan dus uit meerdere lagen zijn opgebouwd.

Voor een granulaire laag wordt meestal steenslag gebruikt. Om de opwaartse druk op de toplaag door golven te beperken moet de doorlatendheid van de granulaire laag zo klein mogelijk zijn. Dit wordt bereikt door een fijne sortering met een lage porositeit toe te passen.

Uitvullaag

De toplaagelementen worden machinaal of met de hand op het talud gezet. Om de toplaagelementen met een vlakke onder- of bovenkant te kunnen zetten is een granulaire laag nodig. Een granulaire laag onder de toplaag fungeert daarom altijd als uitvullaag.

Filter

Een granulaire laag kan ook als filter fungeren. Met het filter wordt uitspoeling van de ondergrond voorkomen.

Geotextiel

Een geotextiel op de ondergrond fungeert over het algemeen als filter. Om uitspoeling van de ondergrond te voorkomen dient het geotextiel gronddicht en waterdoorlatend te zijn. Hiervoor worden twee typen geotextielen gebruikt: vliezen (non-woven) en weefsels (woven). Een derde type, folie, is waterdicht en wordt alleen in bijzonder gevallen gebruikt.

In sommige gevallen wordt ook een geotextiel tussen de toplaag en granulaire laag aangetroffen.

Onderlaag

Granulaire aanvulling

Een geotextiel op de ondergrond fungeert over het algemeen als filter. Om uitspoeling van de ondergrond te voorkomen dient het geotextiel gronddicht en waterdoorlatend te zijn. Hiervoor worden twee typen geotextielen gebruikt: vliezen (non-woven) en weefsels (woven). Een derde type, folie, is waterdicht en wordt alleen in bijzonder gevallen gebruikt.

In sommige gevallen wordt ook een geotextiel tussen de toplaag en granulaire laag aangetroffen maar dit verkleint de topdoorlatendheid en daarmee de stabiliteit in golfaanval. Vroeger werden vaak vlijlagen toegepast: één of meer lagen plat in verband geplaatste (bak)stenen.

Basismateriaal

Het basismateriaal van een steenzetting is de bovenste laag die behoort tot het grondlichaam van een dijk of dam. Afhankelijk van de opbouw van de dijk bestaat het basismateriaal doorgaans uit zand of klei/keileem. In een doorsnede kunnen verschillende typen basismateriaal worden aangetroffen. Merk op dat bij de aanleg van dijken ook (pers)kades van klei/keileem zijn toegepast. Deze kades hebben

veelal een beperkte hoogte.
Versie 1.0: 2 juli 2025

Functies van een steenzetting

Primaire functie steenzetting

De primaire functie van een steenzetting is het leveren van veiligheid tegen overstromen door het beschermen van een dijk, dam of oever tegen erosie van gronddeeltjes door golf- en/of stromingsbelasting. Erosie van het buitentalud is een belangrijk faalmechanisme voor waterkerende grondlichamen. In de meeste gevallen moet erosie worden voorkomen uit het oogpunt van veiligheid tegen overstromen, dus niet zozeer uit economisch oogpunt (schadebeperking). Als de afmetingen van het grondlichaam afgestemd zijn op een dynamisch proces (zoals bij sommige grindoevers en bij duinen) is enige vervorming toelaatbaar. Als dat niet zo is (zoals doorgaans bij dijken en dammen), moet afslag worden voorkomen door een stabiele bekleding.

Bekledingen voorkomen dat het onderliggende grondlichaam rechtstreeks wordt belast door golven en stroming. Dit werkt alleen als de bekleding zelf stabiel is onder de belasting. Bekledingen ontlenen hun stabiliteit aan het gewicht en/of aan de samenhang van de bekleding. Deze twee principes (gewicht en samenhang) zorgen voor de sterkte van bekledingen; de verhouding tussen de bijdrage van gewicht en van samenhang is voor elk type bekleding verschillend.

Bij harde bekledingen is het ene uiterste de bekleding van losgestorte materialen (gewicht overheerst) en het andere uiterste de monolietbekleding van beton of asfalt (samenhang overheerst). Steenzettingen zijn een tussenvorm: de samenhang tussen de elementen draagt bij aan de stabiliteit, en tegelijkertijd is de bekleding flexibel en open.

Begroeibaarheid - Functies van een steenzetting

Een steenzetting kan mogelijkheden bieden voor bijzondere flora en fauna. Ten eerste heeft de zone rond de waterlijn, waar een steenzetting zich bevindt, in het algemeen een bijzonder ecologisch karakter. Daarnaast kan ook het harde substraat van een steenzetting zorgen voor bijzondere omstandigheden, vergelijkbaar met de Atlantische rotskusten.

De ecologische potentie van elke steenzetting hangt af van allerlei factoren: externe omstandigheden (zoals getijwerking, golfklimaat, sedimentatie, waterkwaliteit, zoet of zout water), maar ook bekledingseigenschappen (zoals oppervlakteruwheid, aanwezigheid van holten en spleten, en watervasthoudend vermogen).

Sommige constructiematerialen kunnen het milieu belasten (bijvoorbeeld restproducten als koperslakblokken of mijnsteen); in zo'n geval kan een steenzetting een rechtstreeks nadelig effect hebben op de organismen op de dijk of dam (en daarnaast op de wijdere omgeving).

Als we naar de flora en fauna op de steenbekledingen kijken, dan zien we twee duidelijk verschillende zones op de zeedijk. Namelijk de zone onder gemiddeld hoogwater (GHW) en de zone boven gemiddeld hoogwater. De zone onder GHW komt bij iedere vloed onder water te staan. In deze zone vinden we voornamelijk wieren, algen, schelp- en weekdieren. De zone boven GHW komt alleen bij springvloeden en stormcondities onder water. In deze zone vinden we voornamelijk vaatplanten en korstmossen. Beide zones worden hieronder nader toegelicht.

Voor achtergronden over de begroeibaarheid van steenzettingen wordt verwezen naar de rapporten: 'Ontwerp en benutting van harde infrastructuur in de getijzone voor ecologische en recreatieve waarden' , 'Planten en wiergemeenschappen op de Westerscheldedijken' en 'Project Ecozuilen Eindrapport monitoring 2001-2002'.

Zone onder gemiddeld hoogwater

Deze zone staat twee keer per dag bij vloed onder water en valt bij eb grotendeels droog. Deze zone kan begroeid raken met verschillende wieren, algen, schelp- en weekdieren. Het geheel aan soorten die voor kunnen komen, wordt vaak aangeduid als wiergemeenschappen. Het voorkomen van deze wiergemeenschappen is voornamelijk beperkt tot harde substraten. Het voorkomen van harde substraten in Nederland is weer voornamelijk beperkt tot zeeweringen. De wiergemeenschappen zijn dus in hun verspreiding in Nederland voornamelijk afhankelijk van de zeedijken. Het al dan niet voorkomen van wiergemeenschappen en hun samenstelling is afhankelijk van veel factoren die elkaar onderling ook weer beïnvloeden. Hieronder worden de belangrijkste kort genoemd.

Expositie ten opzichte van windrichting

De wiergemeenschappen kunnen zich het beste ontwikkelen onder rustige omstandigheden. De expositie van de dijk ten opzichte van de wind bepaald hoe vaak en hoe hoog de golfaanval is op de dijk. Is dit te frequent en te zwaar dan spoelen de wieren los van de glooiing, het voorland speelt hier ook een rol. Een grote open watervlakte zorgt voor een lange strijklengte waardoor de golven hoger zullen zijn. Een hoge zandplaat vlak voor de dijk (niet er tegenaan) zorgt voor beschutting waardoor er betere mogelijkheden zijn voor wiergemeenschappen om zich te vestigen.

Voorland

Het type voorland is ook belangrijk, wiergemeenschappen gedijen het beste bij een voorland van diep of ondiep water. Een laag gelegen slik is vaak ook nog geen probleem. Hoe hoger het voorland wordt hoe minder de wiergemeenschappen een kans krijgen omdat de zone waar ze op voor kunnen komen steeds kleiner wordt. Als er een schor als voorland is, zullen er over het algemeen geen wiergemeenschappen aanwezig zijn op de dijk.

Helderheid van het water

Wiergemeenschappen gedijen het beste bij helder water, hoe troebeler het water hoe meer sediment er vaak ook op de dijk neerslaat. Dit belemmert de groei en vestiging van wiergemeenschappen.

Tabel 1 Substraattypen steenbekledingen onder gemiddeld hoogwater.

Betonblokken	Betonblokken zijn redelijk goed begroeibaar, het materiaal is vrij ruw, heeft een lichte kleur en houdt redelijk vocht vast. Bij een glooiing van betonblokken zijn echter weinig tot geen holten en spleten omdat ze strak tegen elkaar gelegd worden. Of het om vlakke betonblokken of haringmanblokken gaat, maakt niet uit. Ook een toepassing liggend of op z'n kant geeft geen verschil.
Betonzuilen	Betonzuilen zijn redelijk goed begroeibaar. Het materiaal is vrij ruw en heeft een lichte kleur en houdt redelijk vocht vast. Door de vorm van de

	zuilen (zowel bij hydroblocks als bij basalton) ontstaan redelijke spleten.
Betonzuilen met ecotoplaag	Door de betonzuilen uit te voeren met een ecotoplaag met een poreuze ruwe eigenschap wordt deze goed begroeibaar door het ruwe opppervlak en goede vochtvasthoudend vermogen. De hoeveeelheid spleten is gelijk aan gewone betonzuilen. het is belangrijk dat de ecotoplaag uit een ruwe poreuze steen bestaat, zoals bijvoorbeeld lavasteen.
Basalt	Basalt is een harde natuursteen met een donkere kleur die slecht vocht vasthoudt. Het is dan ook matig begroeibaar. Onder rustige omstandigheden kan zich een goede wiergemeenschap ontwikkelen. Door de onregelmatige vorm ontstaan er veel holtes en spleten waardoor er veel anemonen, schelpdieren en alikruiken op voor kunnen komen. Het zeldzame groefwier lijkt in de Oosterschelde een voorkeur te hebben voor basalt.
Doornikse steen	Doornikse steen is een harde gelaagde natuursteen die donker van kleur is en slecht vocht vasthoudt. Door de vrij grote, redelijk rechte blokken zijn er niet veel spleten en holtes tussen de blokken. Het is dan ook matig begroeibaar.
Overlaging met beton	Beton is vrij ruw en houdt redelijk vocht vast en kan dus ook redelijk begroeien. Doordat het een vlakke aaneengesloten plaatconstructie wordt, zijn er geen spleten en holten aanwezig.
Vilvoordse steen	Vilvoordse steen is een poreuze natuursteen met een lichte kleur die goed vocht vasthoudt. Het is dan ook goed begroeibaar. Door de onregelmatige vorm zijn er veel spleten aanwezig. Momenteel komen de meeste soortenrijke wiergemeenschappen voor op Vilvoordse steen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Varianten in steenbekledingssystemen

Hieronder wordt een systematisch overzicht gegeven van alle denkbare en mogelijke varianten in steenbekledingssystemen. Geredeneerd vanuit de onderlaag (zand, klei of granulaire aanvulling) worden alle mogelijke combinaties van filter, uitvullaag en toplaag schematisch weergegeven in Tabel 1. In het ontwerpproces wordt op basis van dit schema de keuze van het bekledingstype gemaakt.

Tabel 1: Overzicht varianten bekledingssystemen

Ondergrond	**Filter**	**Uitvullaag**	**Toplaag**	**Toepasbaarheid sklasse**
Zand	granulair	=filterlaag	elk type s.e. (18ζ)	1
			blokkenmat	2
	geokunststof	geen	betonblokken (4ζ)	3
			blokkenmat	3
		granulair	elk type s.e. (18ζ)	1
Klei	geen	geen	betonblokken (4ζ)	3
			doorgroeistenen	3
	geokunststof	geen	betonblokken (4ζ)	2
			blokkenmat	2
		granulair	elk type s.e. (18ζ)	1
Granulaire aanvulling	geen	geen	betonblokken (4ζ)	2

		granulair	elk type s.e. (18ζ)	1
	granulair	=filterlaag	elk type s.e. (18ζ)	1
			blokkenmat	2
	geokunststof	geen	betonblokken (4ζ)	2
			blokkenmat	2
		granulair	elk type s.e. (18ζ)	1
Bestaande steenzetting	geen	geen	overlaging met breuksteen	1
			(herzetten en penetreren)	2

Het schema bevat alle mogelijkheden, maar de afweging is in de praktijk vaak veel eenvoudiger doordat sommige bekledingssystemen alleen toepasbaar zijn in bijzondere omstandigheden. Vooruitlopend op de behandeling van de keuze van het bekledingstype in de sectie Ontwerpproces is daarom in de laatste kolom van het schema een indicatieve aanduiding opgenomen van de omstandigheden waarbij elke variant in aanmerking komt:

Klasse 1 komt in aanmerking voor zee- en meerdijken onder golfbelasting (zware belasting) en is natuurlijk ook toepasbaar bij lichtere belasting. Het betreft de bekledingssystemen van standaardelementen (afgekort tot s.e. in de tabel) met zowel een filterlaag als een uitvullaag en overlagingen met breuksteen.

Klasse 2 wordt alleen toegepast in bijzondere omstandigheden en kan dan in aanmerking komen voor zware en lichte belasting. Het betreft bekledingssystemen zonder uitvullaag, blokkenmatten met een filterlaag, ingieten met asfalt en steenzettingen met ruwheidselementen (niet apart in de tabel opgenomen).

Klasse 3 komt alleen in aanmerking bij lichtere belasting (rivierdijken, golfoploopzone). Het betreft de bekledingssystemen zonder filterlaag en het toplaagtype doorgroeistenen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Toplaag steenzetting van standaardelementen

Voor het ontwerp van de toplaag van een steenzetting komen twee groepen varianten in aanmerking: een groep standaardelementen en een groep aanverwante bekledingstypen. De eerste groep wordt hieronder besproken.

Een toplaag met standaardelementen is de meest gebruikelijke toplaag van een steenzetting. Normaliter wordt deze toplaag toegepast in de golfklapzone van zee- en meerdijken, en vaak ook op minder zwaar belaste taluds (rivierdijken, golfoploopzone). Een belangrijk kenmerk van dit type is dat de elementen niet onderling verbonden zijn, maar dat ze extra stabiliteit ontlenen aan het onderlinge verband van de zetting. De mogelijke typen worden in hoofdlijnen onderscheiden door hun vorm en hun materiaal, zie Tabel 1. In Figuur 1 afbeeldingen van de verschillende toplagen.

Tabel 1 Typen toplagen met standaardelementen.

	Blokken	**Zuilen**	**Nieuw/hergebruik**
Beton	Betonblokken	Betonzuilen	Nieuw + hergebruik
Natuursteen	Granietblokken	Basaltzuilen	Alleen hergebruik
Restproducten	Koperslakblokken		Alleen hergebruik en alleen als aan milieueisen wordt voldaan



Figuur 1 Typen toplagen met standaardelementen.

Er is geen precieze definitie van blokken en zuilen. In Tabel 2 staan de kenmerkende verschillen tussen blokken en zuilen.

Tabel 2 Verschillen tussen blokken en zuilen

	Blokken	**Zuilen**
Spleetbreedte	Constant	Variabel
Vorm	Regelmatig vierkant, rechthoekig of zeshoekig	Onregelmatig (soms regelmatig), veelhoekig
Open ruimte	Meestal minder dan bij zuilen, doorgaans 0-5%	Meestal meer dan bij blokken, doorgaans 5-15%
Samenhang	Meestal minder dan bij zuilen	Meestal meer dan bij blokken
Toplaagstabiliteit	Meestal minder dan bij zuilen	Meestal meer dan bij blokken
Inwassing met steenslag	Meestal niet	Meestal wel

Alle nieuw aan te leveren toplaagelementen zijn tegenwoordig van beton. Bij nieuwe elementen is beton namelijk gunstiger dan natuursteen uit het oogpunt van ontwerpvrijheid (verschillende afmetingen en typen leverbaar), materiaalkosten en uitvoeringstechniek (machinaal per pakket te plaatsen). Zijn er oude elementen beschikbaar voor hergebruik, dan verandert de afweging: hergebruik is vaak zeer gunstig uit het oogpunt van kosten en milieu. Daarnaast zijn soms op grond van esthetische overwegingen elementen van natuursteen gewenst. Bestaande elementen die bestaan uit restproducten, zoals koperslakblokken, worden alleen toegepast als wordt voldaan aan eisen met betrekking tot mogelijke milieuvervuiling (bijvoorbeeld door uitloging).

Uit het bovenstaande blijkt dat zuilen meestal gunstiger zijn dan blokken en dat beton meestal gunstiger is dan andere materialen. Daarom wordt bij nieuw aan te leveren elementen meestal gekozen voor betonzuilen. Er bestaan verschillende typen betonzuilen: Basalton, PIT-Polygoonzuilen, Ronaton, C-Star, Hillblock en Hydroblocks (de laatste twee typen worden vanwege de vorm, en ondanks de naam, in deze Handreiking behandeld als een zuil). Deze typen kunnen machinaal in pakketten worden geplaatst, zijn leverbaar in verschillende zuilhoogten en –dichtheden, kunnen worden voorzien van een ruw laagje op de kop van de steen ('ecotop') om de ecologische eigenschappen te verbeteren en kunnen tenslotte in afwijkende kleuren worden uitgevoerd. Figuur 2 bevat afbeeldingen van zes voorbeelden van zuilenzettingen.



Figuur 2 Zes typen zuilenzetting.

Behalve de vorm en het materiaal zijn er nog enkele vrijheidsgraden bij het kiezen van een toplaagtype.

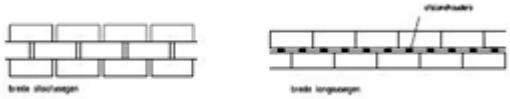
1. Bij betonzuilen en betonblokken kan worden gekozen voor het toepassen van een ecotop (Figuur 3). Dit is een ruw laagje op de bovenkant van de elementen ter bevordering van flora en fauna. Ecotops worden niet meegeteld in de rekenwaarde van de toplaagdikte.
2. In geval van hergebruik van betonblokken en granietblokken is het mogelijk de beschikbare elementen gekanteld toe te passen. Hierdoor neemt de sterkte toe en het bekleedbare oppervlak af. De wijze van plaatsing heeft geen gevolgen voor de te hanteren rekenregels.
3. Omdat een kleine open ruimte ongunstig is voor de stabiliteit van de toplaagelementen, zijn bij betonblokken maatregelen mogelijk ter vergroting van de open ruimte: toepassing van afstandhouders of het plaatsen van de blokken met een stootvoeg (zie Figuur 5).
4. Voor toplaagtypen met een natuurlijke variatie in de elementhoogte (met name basaltzuilen en gekantelde granietblokken) bestaan twee manieren van plaatsing op de granulaire laag: met vlakke onderkant of met vlakke bovenkant (dus ongelijke dikte van de granulaire laag), zie Figuur 6.



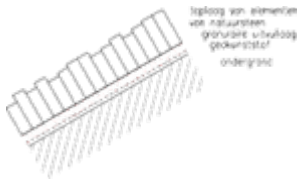
Figuur 3 Betonzuilen met ecotop.



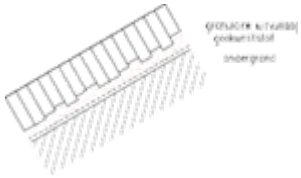
Figuur 4 Gekantelde betonblokken.



Figuur 5 Twee maatregelen ter vergroting van de open ruimte (bovenaanzicht).



Figuur 6a Voorbeeld van plaatsing op de granulaire laag.



Figuur 6b Andere wijze van plaatsing op de granulaire laag.



Figuur 7 Onregelmatige granietblokken op een gelijkmatige granulaire laag.

De afbeelding in Figuur 7 bevat een voorbeeld van het eerste type. Beheerstechnisch heeft een vlakke bovenkant vaak de voorkeur (zichtbaarheid van verzakkingen en betreedbaarheid). Een nadeel is dat vanwege de ongelijke granulaire laag moet worden gerekend met een grotere, dus minder gunstige laagdikte. Bij plaatsing met vlakke onderkant kan dit deel ontwerp alleen worden toegepast als de variatie in de elementhoogte niet te groot is.

Toplaag steenzetting van aanverwante bekledingstypen

Soms heeft een steenzetting van standaardelementen niet de voorkeur. In deze paragraaf worden vijf alternatieven behandeld (zie Figuur 1): blokkenmatten (onderling verbonden), doorgroeistenen (elementen met gaten), ingegoten steenzettingen, breuksteenoverlagingen en steenzettingen met ruwheidselementen.



Figuur 1 Voorbeelden van aanverwante bekledingstypen

Blokkenmatten bestaan uit betonblokken die onderling verbonden zijn door kabels of een geokunststof. Een steenzetting met onderling verbonden elementen wordt een geschakelde steenzetting genoemd. De onderlinge verbinding biedt circa 10% extra stabiliteit. In de praktijk blijkt echter dat de hoekelementen onder golfbelasting kunnen bewegen en daardoor voor schade zorgen. Het aan elkaar koppelen van aansluitende matten vermindert dit probleem. Bij uitvoering en beheer moet hiermee rekening worden gehouden. Een belangrijk voordeel kan zijn dat blokkenmatten onder water kunnen worden aangebracht.

Tabel 1 Steenzettingen van standaardelementen.

	Nieuw	Hergebruik	Ecotop
Betonzuilen			
Basalton	x		x
Hydroblocks	x		x
Polygoonzuilen	x		x
C-Star	x		x
Hillblock	x		
Hergebruik van zuilen*		x	zelden
Betonblokken			
Normaal geplaatst	zelden	x	komt nog niet voor
Normaal + extra open ruimte	zelden	x	komt nog niet voor
Gekanteld	zelden	x	komt nog niet voor
Gekanteld + extra open ruimte	zelden	x	komt nog niet voor
Basaltzuilen			
Geplaatst met vlakke bovenkant	zelden	x	
Geplaatst met vlakke onderkant	zelden	x	

Granietblokken		
Normaal geplaatst, vlakke bovenkant	zelden	x
Normaal geplaatst, vlakke onderkant	zelden	x
Gekanteld, vlakke bovenkant	zelden	x
Gekanteld, vlakke onderkant	zelden	x
Koperslakblokken	zelden	x

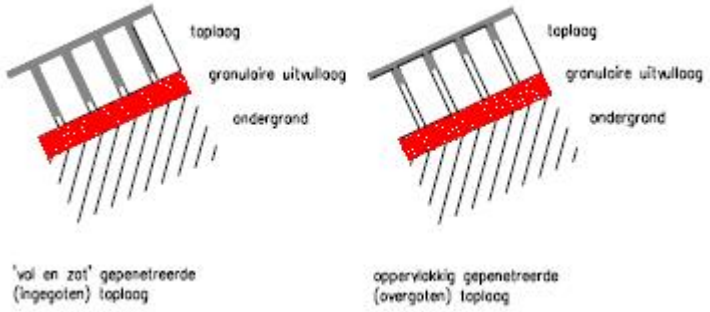
Doorgroeistenen (ook wel grasbetonstenen genoemd) zijn betonblokken met gaten die begroeiing mogelijk maken. De elementen hebben een open oppervlak van 20 tot 30% en worden meestal rechtstreeks op een ondergrond van klei geplaatst. De open ruimte in de blokken wordt gevuld met grond en vervolgens ingezaaid. Het resultaat is een harde bekleding die er op enige afstand uitziet als gras. Op dijken worden ze toegepast op de overgang van de harde bekleding (van weg of taludbekleding) naar de grasbekleding. Doorgroeistenen voorkomen onder meer schade door verkeer en het ontstaan van zogenaamde schapenpaadjes. Doorgroeistenen hebben dezelfde sterkte als een grasbekleding.

Een ingegoten steenzetting kan soms worden overwogen om hergebruik van te lichte toplaagelementen mogelijk te maken. Vooral als het een smalle strook betreft.

Penetratie dient ter voorkoming van uitspoeling en om de samenhang tussen de toplaagelementen te vergroten. Vaak wordt penetratie toegepast om een te lichte steenzetting te kunnen handhaven op dezelfde plaats, maar daarbij moet de steenzetting niet worden ingegoten zonder herzetten, omdat voegvulling en ander materiaal tussen de toplaagelementen verhinderen dat de penetratie goed kan doordringen. Het is daarom in principe altijd nodig om de elementen te herzetten (zonder voegvulling) en vervolgens te penetreren. In zo'n geval kan ook worden overwogen om de granulaire laag te verwijderen: dat is gunstiger voor de stabiliteit, maar kan problemen opleveren met de overgang naar aansluitende bekledingen. Overigens is penetratie vaak ook een onderdeel van overgangsconstructies. Penetratie is mogelijk bij alle genoemde toplaagtypen, behalve bij tegen elkaar geplaatste betonblokken en koperslakblokken vanwege de te kleine spleten. Het penetratiemateriaal is meestal mastiek, maar ook penetratie met beton is mogelijk. Gietasfalt (mastiek met grind) is meestal te grof voor de penetratie van steenzettingen.

Voor de constructieve eigenschappen is het van belang dat de toplaag niet slechts overgoten wordt, maar dat de penetratie "vol en zat" is: de spleten moeten van boven af tot meer dan de helft van de toplaagdikte zijn gevuld met asfalt of beton (zie Figuur 2). Alleen in dat geval kan worden aangenomen dat de toplaagelementen zodanig met elkaar verbonden zijn dat het geheel fungeert als

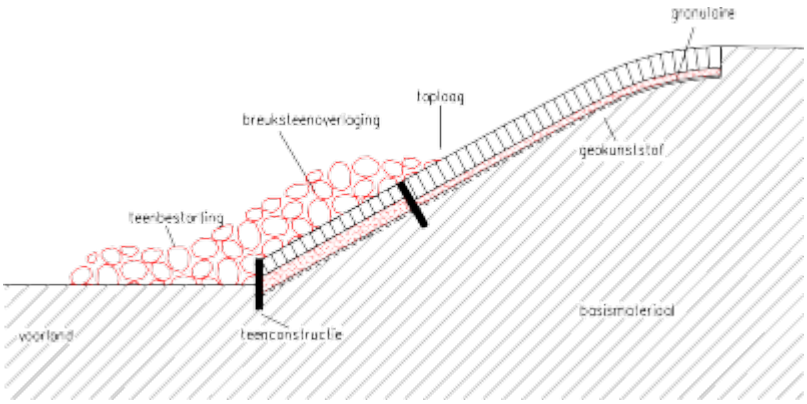
een plaatbekleding. Bij overgoten steenzettingen is de interactie tussen de toplaagelementen door de penetratie wel verbeterd, maar tijdens zware golfaanval kan het penetratiemateriaal na enkele uren plaatselijk losraken, waarna plotseling bezwijken kan optreden. Het is dus niet zinnig om een ontwerp te maken voor een oppervlakkig gepenetreerde (overgoten) toplaag, zoals in de rechterhelft van Figuur 2: bij zo'n constructie moet rekening worden gehouden met de faalmechanismen van een ingegoten steenzetting, maar ook met die van een ongunstige standaardsteenzetting.



Figuur 2 Definities gepenetreerde toplaag.

Als een steenzetting na toetsing als 'onvoldoende' wordt beoordeeld, dan wordt in de regel een nieuwe bekleding ontworpen. Soms kan echter worden overwogen om de bekleding niet te vervangen, maar te versterken. In dat geval komt het overlagen met breuksteen in aanmerking.

Overlagen met breuksteen is een maatregel waarbij op een bestaande steenzetting een pakket breuksteen wordt aangebracht, in het algemeen steunend op de teenbestorting. Het breuksteenpakket fungeert als voorbelasting op de toplaag, en voorkomt daardoor dat de toplaagelementen uit de toplaag worden gedrukt.

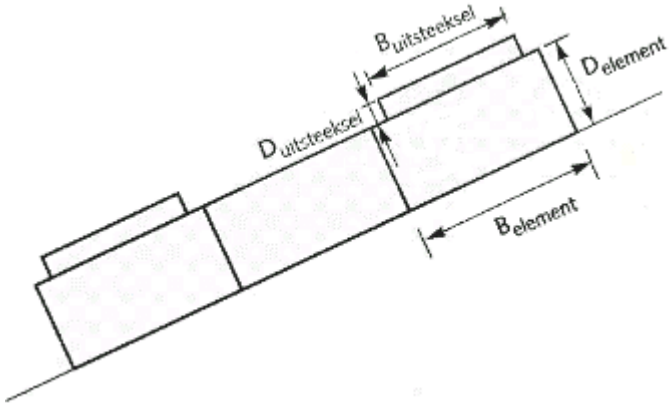


Figuur 3 Overlaging met losse breuksteen.

Overlagen is vooral een goede keuze als de onderste strook van een steenzetting moet worden verbeterd, terwijl de steenzettingen erboven nog 'goed' zijn. Bij vervanging van de ondergelegen 'onvoldoende' steenzetting zou de bovengelegen 'goede' steenzetting er namelijk ook uit moeten, omdat die tijdens de uitvoering niet meer wordt ondersteund.

Bij het overlagen met breuksteen zijn drie varianten mogelijk:

- Losse breuksteen (zie Figuur 3)
- Patroon-gepenetreerde breuksteen (ook wel gedeeltelijk gepenetreerde breuksteen genoemd)
- 'Vol en zat' gepenetreerde breuksteen.



Figuur 4 Definitie breedte en dikte bij ruwheidselementen.

Om de golfoploophoogte te verkleinen kunnen steenzettingen met ruwheidselementen worden toegepast (zie Figuur 4). Steenzettingen met ruwheidselementen hebben meestal een toplaag van rechthoekige, plat geplaatste blokken. Als de bedekkingsgraad niet te groot is en als de ruwheidselementen niet te ver uitsteken, gelden voor de stabiliteit van de steenzetting in principe dezelfde regels als voor standaardsteenzettingen. Buiten die grenzen gelden andere regels. De krachten van het water op de uitsteeksels zorgen voor een bijzondere belastingsituatie die niet wordt behandeld: het kantelen en wrikken van de elementen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Ingezande en ingeslibte toplaag van de steenzetting

Rol

Toplaaginstabiliteit onder golfaanval: de aan- of afwezigheid van slib in de open ruimte tussen de toplaagelementen zou een positieve invloed kunnen hebben op de toplaagstabiliteit en materiaaltransport vanuit de ondergrond en materiaaltransport door de toplaag. Er is echter geen rekenmodel beschikbaar waarmee dit gekwantificeerd kan worden.

Wijze van bepaling

Voor de eenvoudige toetsing moet worden bepaald of de toplaag al dan niet ingeslibd is. Op de dijk wordt visueel nagegaan of de open ruimte gevuld is met slib. Het ingeslibde materiaal heeft een korrelgrootte kleiner dan 1 mm.

Representatieve waarden en nauwkeurigheid

Enkel de kwalitatieve vraag van belang of de toplaag al dan niet dichtgeslibd is, is van belang voor het uitvoeren van de beoordeling aangezien niet expliciet rekening wordt gehouden met de eigenschappen van de inslibbing.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Inwasmateriaal in een steenzetting

Tussen de toplaagelementen wordt, indien mogelijk, voegvulling aangebracht om wrijving en/of klemming tussen de toplaagelementen te bevorderen. Een neveneffect van voegvulling is dat de waterdoorlatendheid van de toplaag afneemt. Dit is ongunstig voor de stabiliteit van de toplaagelementen. In het algemeen wordt aangenomen dat het positieve effect groter is dan het negatieve effect.

In de huidige ontwerppraktijk wordt granulair inwasmateriaal toegepast. Het is van belang dat het materiaal niet te gemakkelijk uitspoelt. Als inwasmateriaal komt daarom vooral hoekig materiaal

zoals steenslag of gebroken grind in aanmerking. Eventueel kunnen slakken (restmateriaal) worden toegepast, onder twee voorwaarden: de slakken bestaan niet uit hydraulisch materiaal dat de toplaag waterdicht kan maken door samenkitten en het materiaal is milieutechnisch acceptabel.
De sortering van het inwasmateriaal moet aan de volgende eisen voldoen:

- De sortering moet breed zijn omdat de afmetingen van de open ruimte variëren
- De fijne fractie moet niet te fijn zijn om de toplaagdoorlatendheid niet in gevaar te brengen
- De grove fractie moet net tussen de toplaagelementen passen
- Uit ervaring blijkt dat het gebruik van een sortering van 4/32 mm bij Basalton en Hydroblocks over het algemeen leidt tot een goede inwassing. Voor de andere systemen is een fijnere inwassing nodig.

De benodigde sortering is dus afhankelijk van vorm en grootte van de open ruimte tussen de toplaagelementen. Bij een hoge dagelijkse golfbelasting zal bij relatief dunne zuilen (0,20 – 0,25 meter) het inwasmateriaal makkelijk kunnen uitspoelen. Aanbevolen wordt om in deze situaties een grotere zuilhoogte te gebruiken.

Voor het inwasmateriaal is hergebruik in de praktijk minder relevant. In het algemeen zal materiaal van een standaardsortering worden gebruikt. De eigenschappen worden daarom behandeld als ontwerpeigenschappen en niet als randvoorwaarden. De relevante eigenschappen zijn het type materiaal, de sortering en de hoeveelheid.

Rol

Het inwasmateriaal heeft invloed op het mechanisme toplaaginstabiliteit: er is een grote positieve invloed door toename van de onderlinge wrijving en/of klemming tussen de toplaagelementen, maar er is ook een negatieve invloed door afname van de open ruimte.

Het type materiaal, de sortering en de hoeveelheid moet met zorg worden gekozen. De sortering moet worden afgestemd op de spleetbreedten die in de zetting aanwezig zijn: het inwasmateriaal moet fijn genoeg zijn om in de spleten te kunnen doordringen. Het mag echter ook niet te fijn zijn, omdat de beste klemming wordt verkregen als de spleet telkens door een enkele korrel wordt overbrugd. Verder leidt relatief fijn inwasmateriaal tot een lagere doorlatendheid van de spleten tussen de toplaagelementen waardoor een overdruk vanuit het filter minder makkelijk ontsnapt. De toplaagstabiliteit is groter als de D15 van het inwasmateriaal groter is.

Voor toetsing wordt bij een goed ingeklemde constructie, bijvoorbeeld als gevolg van inwassing, voor de toplaagdikte uitgegaan van het gemiddelde van de metingen per meetlocatie in plaats van het minimum. De klemming zorgt ervoor dat niet zomaar een individueel blok uit de zetting omhoog wordt gedrukt, maar dat de bekleding over een groter oppervlak wordt opgelicht.

In STEENTOETS wordt voor de toplaaginstabiliteit (gedetailleerde toetsing) rekening gehouden met beide effecten van inwassing.

Representatieve waarden en nauwkeurigheid

Ten aanzien van het type materiaal komt vooral steenslag en gebroken grind in aanmerking, en eventueel slakken. De sortering is afhankelijk van de grootte en vorm van de open ruimte tussen de toplaagelementen. In de praktijk is gebleken dat de standaardsortering 4-32 mm goed functioneert voor een toplaag van zuilen (betonzuilen en basaltzuilen), terwijl voor een toplaag van betonblokken met afstandhouders een sortering van 4-16 mm wordt gebruikt.

In het verleden werd als voegvulling vaak stopwerk aangebracht: brokken en scherven van toplaagelementen die in de spleten zijn vastgezet. Stopwerk als voegvulling wordt niet aanbevolen:

het is constructief niet gunstiger dan inwassen en is zeer arbeidsintensief. Verder moeten bij de uitvoering voorzieningen worden getroffen om uitzakken van het stopwerk te voorkomen; dat maakt stopwerk nog arbeidsintensiever.
De benodigde hoeveelheid inwasmateriaal hangt af van de hoogte van de elementen en de grootte van de open ruimte; in de praktijk wordt ongeveer 50 kg/m2 inwasmateriaal gebruikt.

Wijze van bepaling

Voor nieuw materiaal worden de eigenschappen voorgeschreven in het contract. De wijze van bepaling is niet relevant voor de ontwerper.

Voor de eenvoudige toetsing op toplaaginstabiliteit is de aan- of afwezigheid van inwassing rechtstreeks van belang: de te gebruiken toetsgrafiek wordt er mede door bepaald.

Voor de eenvoudige en gedetailleerde toetsing moet worden bepaald of de toplaag al dan niet goed ingeklemd en ingewassen is. In de praktijk wordt dit op zeer pragmatische wijze gedaan. Op de dijk wordt visueel nagegaan of de open ruimte goed gevuld is met inwasmateriaal. De korrelgrootte van het inwasmateriaal is vanzelfsprekend kleiner dan de spleten tussen de toplaagelementen, maar moet niet te veel kleiner zijn. Het moet in ieder geval grover zijn dan zand (orde 2 mm). Verder wordt nagegaan of de toplaagelementen met de voet kunnen worden bewogen.

In de geavanceerde analyse spelen wrijving en klemming vaak een belangrijke rol. De extra stabiliteit als gevolg van de aanwezigheid van inwasmateriaal/stopwerk kan worden gemeten met trekproeven.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Granulaire laag van een steenzetting

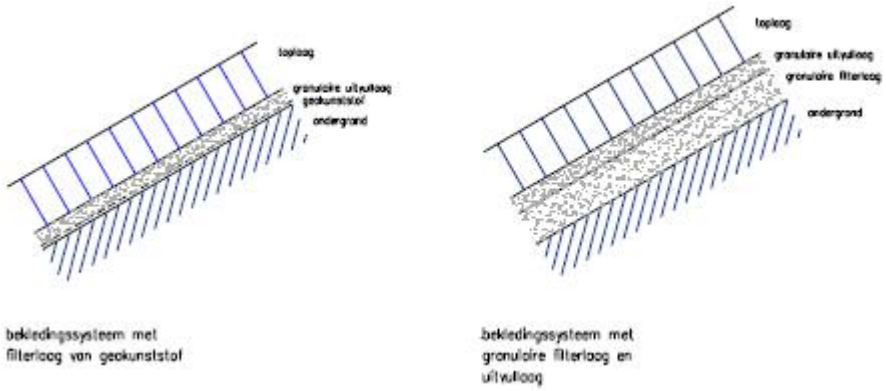
De granulaire laag kan verschillende functies hebben:

- Een uitvulfunctie: de elementen van de toplaag worden machinaal of met de hand op het talud gezet. Vooral bij onregelmatige elementen is een granulaire laag nodig om de toplaagelementen met een vlakke bovenkant te kunnen zetten. Een granulaire laag met deze functie wordt uitvullaag genoemd. In de praktijk wordt een granulaire uitvullaag toegepast bij alle typen steenzettingen, behalve in sommige gevallen bij rechthoekige betonblokken
- Een filterfunctie: in nieuwe constructies kan een granulaire filterlaag worden toegepast in bekledingen waarvan het basismateriaal niet uit klei bestaat (zie Figuur 1)
- Overige functies: de granulaire laag heeft een functie in het voorkomen van afschuiving, het spreiden van de lokale belastingen en het voorkomen van drukopbouw bij een zandkern.

De granulaire laag onder de toplaag fungeert dus altijd als uitvullaag en in sommige gevallen ook als filterlaag. In het dagelijks spraakgebruik wordt de granulaire laag vaak filterlaag genoemd, ook als het eigenlijk een uitvullaag betreft. In deze Handreiking wordt de term granulaire laag gebruikt.

In de praktijk wordt voor de granulaire laag meestal steenslag gebruikt. Soms is hergebruik mogelijk in de vorm van gebroken toplaagelementen of van granulair materiaal uit de bestaande constructie. Daarvoor moet wel worden nagegaan of het materiaal voldoet aan de constructieve eisen en of het niet gunstiger is om de elementen elders in hun geheel te hergebruiken.

Om de opwaartse druk op de toplaag door golven te beperken moet de doorlatendheid van de granulaire laag zo klein mogelijk zijn. Dit wordt bereikt door een fijne sortering met een lage porositeit. Anderzijds geldt de eis dat uitspoeling van het granulaire materiaal door de toplaag heen moet worden voorkomen. Daarvoor moet het materiaal een bepaalde minimale korrelgrootte hebben in relatie tot de openheid van de toplaag.



Figuur 1 Twee typen filters.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Granulaire aanvulling van een dijklichaam onder een steenzetting

Soms moet het dijklichaam worden aangevuld voordat de bekleding kan worden aangebracht (grondverbetering, afvlakken van de taludhelling). Soms kan dit met klei (basismateriaal), maar dat is vaak duur en dicht bij de waterlijn bovendien onpraktisch omdat verdichten niet goed mogelijk is. In zo'n geval kan een granulaire aanvulling worden aangebracht van breed gegradeerd materiaal dat een fijne fractie bezit. Deze laag kan op twee manieren een rol spelen in het ontwerp van een steenzetting. In het ene geval is de granulaire aanvulling aanwezig in het grondlichaam waarop de steenzetting moet komen; het aanwezige materiaal is dan een randvoorwaarde voor het ontwerp. In het andere geval wordt de granulaire aanvulling bewust in het ontwerp opgenomen om het talud te verflauwen of om de weerstand tegen afschuiving te vergroten. In dat geval is de granulaire aanvulling een deel van het ontwerp en kunnen de eigenschappen worden gekozen.

De fijne fractie of nulfractie is belangrijk: bij een brede sortering met een fijne fractie (nulfractie) hoort een lage waterdoorlatendheid. Dit is gunstig met het oog op het faalmechnisme toplaaginstabiliteit. Als de granulaire aanvulling een lage waterdoorlatendheid heeft, kan ze in het ontwerpproces op dezelfde manier worden behandeld als het basismateriaal. Verder is voor het ontwerp van belang dat het materiaal intern stabiel is. In de praktijk is ook van belang dat het materiaal voldoet aan de eisen ten aanzien van milieu (vervuiling oppervlaktewater).

Verschillende breed-gegradeerde granulaire materialen komen in aanmerking: mijnsteen (een bijproduct van kolenwinning), silex (een restproduct van de cementindustrie), fosforslakken of betonpuin. Materiaal met een nulfractie wordt ook wel ‘ongesorteerd’ genoemd.

Rol

Meestal wordt op de granulaire aanvulling een granulaire laag aangebracht. De opwaartse druk die zich daarin kan opbouwen, kan zorgen voor toplaaginstabiliteit. De granulaire aanvulling is niet waterdicht, zodat de waterdruk zich ook daarin kan voortplanten. Net als bij de granulaire laag geldt dus voor de granulaire aanvulling dat een grote laagdikte, een grote karakteristieke korrelgrootte D_{15} en een grote porositeit ongunstig zijn ten aanzien van toplaaginstabiliteit. In de ontwerpberekeningen kan de granulaire aanvulling als 'tweede granulaire laag' worden opgenomen.

Ook ten aanzien van afschuiving heeft de granulaire aanvulling dezelfde rol als de granulaire laag. Een grote laagdikte is gunstig; daarnaast zijn een grote dichtheid en een kleine doorlatendheid in theorie van belang, maar in de praktijk minder relevant.

De granulaire aanvulling heeft een filterfunctie en speelt daarom een rol in het mechanisme

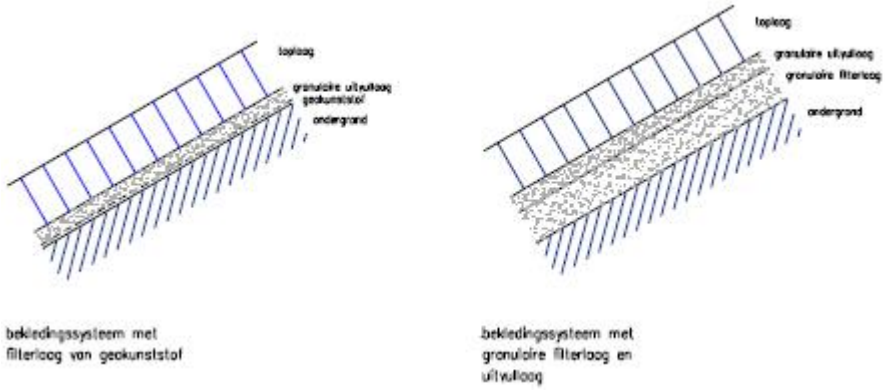
materiaaltransport. Als de onder- en bovenliggende lagen granulair zijn, moet de korrelverdeling van de granulaire aanvulling daarop worden afgestemd. Voor het voorkomen van materiaaltransport vanuit de onderliggende laag (het basismateriaal) is de fijne fractie van belang. Vaak wordt gewerkt met de karakteristieke korreldiameter D_{15}. Voor het voorkomen van materiaaltransport vanuit de granulaire aanvulling zelf naar de bovenliggende laag is de gemiddelde of grove fractie van belang. Afhankelijk van de ontwerpregel wordt gewerkt met de karakteristieke korreldiameters D_{50}, D_{60}, D_{85} en D_{90}.
Voor het voorkomen van materiaaltransport vanuit de onderliggende laag is voor de granulaire laag de fijne fractie van belang. Vaak wordt gewerkt met de karakteristieke korreldiameter D_{15}.

De rol van de granulaire aanvulling is vergelijkbaar met de rol van de granulaire laag. Het ligt daarom voor de hand om op dezelfde manier om te gaan met onzekerheden en nauwkeurigheden.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Geokunststof in steenzettingen

Een geokunststof op de ondergrond (zie Figuren 1 en 2) heeft in het algemeen een filterfunctie (voorkomen van uitspoeling van de ondergrond) en vaak ook een uitvoeringstechnische functie (bescherming van de ondergrond, voorkomen dat steentjes de klei in worden gereden). Met het oog op de filterfunctie moet het geokunststof gronddicht en waterdoorlatend zijn. Hiervoor komen met name vliezen (non-woven) en weefsels (woven) in aanmerking. De derde verschijningsvorm, folies, zijn waterdicht en komen daarom alleen in bijzondere gevallen in aanmerking.



Figuur 1 Twee typen filters.



Figuur 2 Geokunststof op de rol tijdens aanbrengen.

De belangrijkste ontwerpparameter van het geokunststof is de openingsgrootte O_{90}, en daarnaast moeten sterkte-eisen worden gesteld ten behoeve van de uitvoering.

Versie 1.0: 2 juli 2025

1.2.2. Asfaltbekledingen

Beschrijving van de verschillende onderdelen van een asfaltbekleding

HIeronder wordt ingegaan op de verschillende onderdelen van het bekledingssysteem van een asfaltbekleding.

Onderdelen bekledingssysteem

Het bekledingssysteem van elke asfaltbekleding bevat een toplaag en een ondergrond (basismateriaal of granulaire aanvulling). Er kan een funderingslaag onder een asfaltbekleding worden toegepast, waar ontwerpmethoden voor zijn. Deze methoden maken gebruik van de opbouw van de beoogde constructie en de belasting. Behalve een funderingslaag kan ook nog een geotextiel worden toegepast.

Toplaag

Asfalt is een mengsel van mineraal aggregaat (steenslag/grind, zand en vulstof en bitumen (bindmiddel). Het bindmiddel omhult het mineraal aggregaat, bindt de korrels aan elkaar en vult de ruimte tussen de korrels in een bepaalde mate.

Het skelet van asfalt wordt gevormd door het mineraal aggregaat. De ruimte tussen de korrels is sterk afhankelijk van de korrelverdeling. In geval van een regelmatige korrelverdeling (continue) zijn alle fracties aanwezig waardoor de kleine korrels een groot deel van de ruimte tussen de grote korrels kunnen opvullen. Bij een onregelmatige korrelverdeling (discontinue) wordt de ruimte door het ontbreken van kleine korrels minder gevuld.

De hoeveelheid ongevulde ruimte in het skelet wordt de holle ruimte genoemd. Het percentage holle ruimte is van groot belang voor de doorlatendheid (hoe groter het percentage, hoe doorlatender) en duurzaamheid in termen van levensduur (hoe kleiner het percentage, hoe duurzamer) van de asfaltbekleding.

In Nederland worden met name waterbouwasfaltbeton (WAB) en open steenasfalt (OSA) als dijkbekleding toegepast. WAB wordt doorgaans aangelegd in de zones waar zwaardere golfklappen optreden, terwijl OSA vaker in golfoploopzones aangebracht wordt.

Funderingslaag

Het was tot onlangs gebruikelijk om dichte asfaltmengsels, zoals bijvoorbeeld WAB, direct aan te brengen op het basismateriaal van zand of klei. Steeds vaker wordt echter een funderingslaag aangebracht. De fundering fungeert als een dragende laag voor de toplaag. Hierdoor worden vervormingen in het asfalt ten gevolge van belastingen beperkt en worden kracht verder verdeeld naar de ondergrond. Bij schade aan de toplaag biedt deze laag ook nog bescherming tegen erosie van de onderlaag.

Bij funderingsmaterialen wordt onderscheid gemaakt tussen ongebonden, zelfbindende en gebonden materialen. Voor meer informatie over (de eigenschappen van) deze materialen wordt verwezen naar [De Looff, et al., 2020].

Geotextiel

Onder asfaltmengsels die doorlatend zijn voor zowel water als grond, zoals bijvoorbeeld OSA, wordt een gronddicht filter aangebracht. Hiervoor kan een geotextiel worden gebruikt. Het is ook mogelijk

om met een funderingslaag een gronddicht filter te creëren.

Onderlaag

De onder de toplaag, funderingslaag en/of geotextiel aanwezige laag kan bestaan uit basismateriaal of een granulaire aanvulling.

Basismateriaal

Het basismateriaal van een asfaltbekleding is de bovenste laag die behoort tot het grondlichaam van een dijk of dam. Afhankelijk van de opbouw van de dijk of dam bestaat het basismateriaal uit zand of klei.

Granulaire aanvulling

In sommige gevallen is voordat de bekleding kan worden aangebracht het grondlichaam van een dijk of dam aangevuld. Voor deze aanvulling kan breed gegradeerd granulair materiaal zoals mijnsteen of (beton)puin gebruikt zijn.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Beschrijving van de functies en eigenschappen van een asfaltbekleding

Hieronder wordt ingegaan op de verschillende functies en eigenschappen van een asfaltbekleding.

Functies asfaltbekleding

De primaire functie van een asfaltbekleding is 'waterkeren'. Om te voorkomen dat het grondlichaam ten gevolge van optredende belastingen erodeert, worden aan de asfaltbekleding eisen ten aanzien van onder andere de weerstand tegen hydraulische belastingen en gronddichtheid gesteld. Daarnaast kan de freatische lijn worden beïnvloed, wanneer het grondlichaam met een asfaltbekleding waterdicht wordt afgesloten. Hiertoe worden eisen aan de waterdichtheid van de asfaltbekleding gesteld.

Een asfaltbekleding kan ook geschikt zijn om als verkeersdrager te fungeren. Voor de functie 'verkeer' worden daarom eisen gesteld aan de begaanbaarheid en het draagvermogen van de toe te passen asfaltbekleding. Voor de functie 'landschap en ecologie' worden eisen ten aanzien van aanzicht/esthetica en begroeibaarheid gesteld. Ook voor de functie 'recreatie' worden eisen ten aanzien van de begroeibaarheid gesteld, maar ook de bestendigheid tegen vandalisme.

Merk op dat de verschillende functies niet voor het gehele dijkprofiel gelijk hoeven te zijn.

Eigenschappen asfaltbekleding

De belangrijkste eigenschappen van asfalt hebben betrekking op:

- Doorlatendheid.
- Mechanische eigenschappen (stijfheid en sterkte).
- Duurzaamheid.

Doorlatendheid

De mate van doorlatendheid voor water en grond(deeltjes) wordt bepaald door het holle ruimte percentage en de onderlinge verbinding van de poriën. Waterbouwasfaltbeton (WAB) en gepenetreerd breuksteen zijn ondoorlatend. Open Steen Asfalt (OSA) is doorlatend.

Mechanische eigenschappen

Bij asfalt zijn de stijfheid en sterkte van belang. De stijfheid is een maat voor de vervorming onder

invloed van een belasting. De stijfheid van een asfaltmengsel is afhankelijk van het bitumen, de holle ruimte en de hoeveelheid mineraal aggregaat. Voor asfalt is de buigtreksterkte de belangrijkste vorm van sterkte. De buigtreksterkte is een maat voor de weerstand tegen belasting op buiging als gevolg van golfklappen.
Het gedrag van beide mechanische eigenschappen is afhankelijk van de temperatuur en belastingtijd. Deze kunnen sterk variëren. Onder kortdurende belastingen zoals golfklappen en bij lage temperatuur gedraagt asfalt zich stijf (elastisch) en sterk. Onder langdurige belastingen zoals bij zettingen en bij hogere temperatuur is het materiaal juist flexibel (viskeus) en is de sterkte gering. Dit tijds- en temperatuurafhankelijk materiaalgedrag wordt visco-elastisch gedrag genoemd.

Breuk in asfalt treedt op als een bepaalde spanning wordt overschreden. Omdat asfalt vermoeiingsgedrag vertoont, is de toelaatbare spanning kleiner naarmate het materiaal vaker wordt belast.

Duurzaamheid

Door blootstelling aan externe (weers)invloeden veroudert asfalt. Hierdoor kunnen eigenschappen zoals stijfheid en vermoeiingsgedrag veranderen. Hoe groter en toegankelijker de holle ruimte in het asfalt is, hoe meer veroudering kan optreden.

Externe factoren zoals de hydraulische belasting (golfklappen en stroming), het weer (warmte, vorst en regen), de omgeving (water, zuurstof en levende organismen) en de aanleg (hitte) beïnvloeden de eigenschappen van het asfalt. Op grond van deze factoren zijn de volgende duurzaamheidsfactoren van asfalt te onderscheiden:

Verharding (veroudering). In de loop van de tijd wordt het bitumen in asfaltmengsels stijver en brosser waardoor het asfalt minder flexibel wordt. Deze verharding wordt vooral veroorzaakt door hoge temperatuur en oxidatie. UV-straling bevordert bovendien de oxidatiesnelheid. Voor mengsels met een laag holle ruimte percentage en hoog bitumengehalte kan verharding tijdens de levensduur worden beperkt.

- Watergevoeligheid (stripping). Water het vermogen om bitumen te verdringen, omdat het mineraal aggregaat een grotere affiniteit voor water heeft dan bitumen. Hierdoor gaat de samenhang van het asfalt verloren en nemen de stijfheid en sterkte af. Dit verschijnsel wordt stripping genoemd en treedt vooral op bij mengsels waarin de minerale delen met een dunne bitumenfilm zijn omhuld, zoals OSA.
- Erosiebestendigheid. Open asfaltmengsels zijn gevoelig voor erosie als gevolg van water, wind en meegevoerd materiaal (bijvoorbeeld zand, stenen, kruiend ijs en drijfhout). Dichte mengsels vertonen alleen erosie op microschaal.
- Vermoeiing. Onder extreme (storm) condities wordt de asfaltbekleding herhaaldelijk belast en is sprake van vermoeiing. Deze belasting is slechts tijdelijk. In de zomerperiode kan het effect van vermoeiing weer grotendeels verdwijnen. Bij de hogere temperaturen vloeien de door vermoeiing ontstane haarscheurtjes weer dicht.
- Vorstbestendigheid. Asfaltmengsels zijn over het algemeen niet gevoelig voor aantasting door vorst. Indien er scheurvorming in de toplaag aanwezig is, kan bevriezen van water echter wel voor verdere aantasting van het asfalt zorgen.
- Biologische aantasting. Het viskeuze gedrag van asfalt stelt organismen in staat om het materiaal heel geleidelijk te vervormen. Zo kunnen plantenwortels of zeepokken zich in oppervlakteporiën nestelen en de poriën vergroten. Er kan ook doorgroei optreden vanaf de onderzijde van de asfaltbekleding door riet. De wortelstokken zitten daarbij onder het asfalt.
- Chemische aantasting. Bitumen is voor de meeste chemicaliën inert. In lichte koolwaterstoffen (zoals dieselolie) is bitumen echter wel volledig oplosbaar en kan het oppervlak worden

aangetast.

In onderstaande tabel is voor verschillende asfaltmengsels de weerstand tegen het optredende fenomeen weergegeven.
Betekenis tekens: ++ = zeer goed; + = goed; o = redelijk; - = niet.

Tabel 1 Bestendigheid van asfaltmengsels.

Fenomeen	WAB	Asfaltmastiek	Gepenetreerde breuksteen	OSA	Zandasfalt
Veroudering/ stripping	+	++	++	o	o
Erosiebesten digheid	+	++	++	o	-
Vermoeiing	++	++ [1)]	++ [1)]	+	o
Vorstbestendi gheid	++	++	++	+	+
Biologische aantasting: planten	+	++	++	+	-
Biologische aantasting: algen/wieren	[2)]	++	++	o	o
Biologische aantasting: schaaldieren	[2)]	+	++	- [3)]	o
Chemische aantastingen	+	+	++	o	-

1) Asfaltmastiek en gietasfalt zijn niet gevoelig voor vermoeiing. 2) WAB wordt niet in de tijzone toegepast. 3) OSA scoort 'o' indien één extra steenlaag wordt aangebracht.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Veelvoorkomende asfaltmengsels voor het bekleden van dijken en dammen

Asfaltmengsels

Veelvoorkomende asfaltmengsels voor het bekleden van dijken en dammen zijn:

- Waterbouwasfaltbeton.
- Asfaltmastiek.
- Gietasfalt.
- Gepenetreerde breuksteen.
- Open steenasfalt.
- Zandasfalt.

Merk op dat er momenteel veel aandacht is voor de ontwikkeling van nieuwe/verbeterde/innovatieve mengsel. Daarbij kan gedacht worden aan waterbouwasfaltbeton (WAB) met partiële recycling (PR).

Waterbouwasfaltbeton

Waterbouwasfaltbeton (WAB) is een warm bereid asfalt met een continu gegradeerd mengsel van steenslag(of grind), zand en vulstof, dat een laag percentage holle ruimte heeft. In onderstaande tabel zijn de grenzen voor de samenstelling van WAB weergegeven.

Tabel 1 Grenzen mengselsamenstelling WAB.

Materiaal	Massapercentage minimaal	**Massapercentage maximaal**
Mineraal aggregaat Steenslag/grind	40	55
Mineraal aggregaat zand	35	50
Mineraal aggregaat vulstof	6	10
Bindmiddel bitumen	6*	8*

* ten opzichte van 100% materiaal aggregaat

Door het hoge massapercentage steenslag/grind is het asfaltmengsel stabiel. Het lage percentage holle ruimte (3-6%) resulteert tevens in een water- en gronddicht mengsel dat daardoor ook erg duurzaam is. WAB is daarom uitermate geschikt om toe te passen als dijkbekleding. Vaak is WAB in één laag (ook bij grote dikte) op de funderingslaag/ondergrond aangebracht en mechanisch verdicht. Meerdere lagen WAB zijn ook mogelijk.

WAB vormt een stijve plaat die bijzonder goed bestand is tegen hydraulische belastingen zoals golfklappen. Door het hoge massapercentage bitumen is deze plaat toch voldoende flexibel om enige zetting van de funderingslaag en/of ondergrond te kunnen volgen. Een asfaltbetonbekleding kan worden bereden door (werk)verkeer en recreanten. Vaak wordt een oppervlakbehandeling van bitumenemulsie en split aangebracht als conserveringsmiddel. Aan een oppervlaktebehandeling

wordt geen sterkte ontleend of toegekend.

Asfaltmastiek

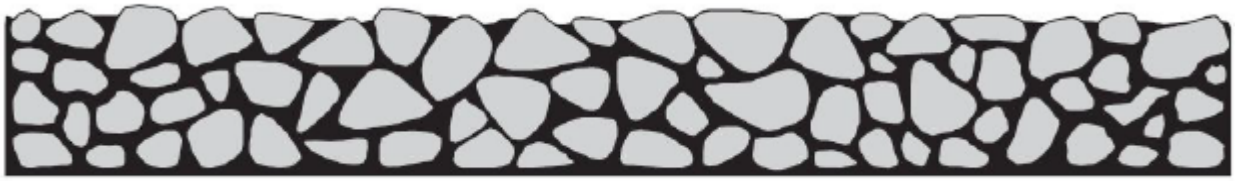
Asfaltmastiek is een continu gegradeerd mengsel van zand en vulstof met een overmaat aan bitumen. Het is bijzonder duurzaam omdat het een stabiel, flexibel en dicht mengsel is en wordt vaak toegepast als penetratiemateriaal.

Gietasfalt

Gietasfalt is een mengsel van grind en een overmaat aan asfaltmastiek. Net zoals asfaltmastiek is een stabiel, flexibel en dicht mengsel dat bijzonder duurzaam is en vaak wordt toegepast als penetratiemiddel en (tijdelijk) reparatiemiddel.

Gepenetreerde breuksteen

Een laag breuksteen kan op verschillende manieren met gietasfalt worden gepenetreerd, zie Figuur 1. Bij 'vol en zat' penetratie wordt alle holle ruimte in de laag breuksteen gevuld met gietasfalt. Bij 'patroonpenetratie' wordt de laag breuksteen met een bepaalde systematiek gedeeltelijk gepenetreerd. Van patroonpenetratie zijn verschillende varianten: random, patroon-stippen, patroon-raster en patroon-stroken. Er werd vroeger ook gebruik gemaakt van 'oppervlaktepenetratie'. Hierbij wordt met een hoog viskeus gietasfalt alleen het bovenste deel van de laag breuksteen gepenetreerd en vastgelegd. De ervaringen met deze penetratiemethode zijn echter niet goed.



Figuur 1 Breuksteenbekleding penetratiemethode vol en zat.



Figuur 2 Breuksteenbekleding patroonpenetratie.

Open steenasfalt

Open steenasfalt (OSA) is een mengsel van grof en eenzijdig gegradeerde steenslag die wordt omhuld met asfaltmastiek, ook wel mortel genoemd. In onderstaande tabel zijn de grenzen voor de samenstelling van OSA weergegeven.

Tabel 2 Grenzen mengselsamenstelling OSA.

Materiaal	Massapercentage minimaal	Massapercentage maximaal
Mengsel steenslag/grind	75	85

Mengsel mortel	15	25
Mortel zand	60	75
Mortel vulstof	10	25
Mortel bitumen	16*	20*

*ten opzichte van 100% mortel

Door het hoge massapercentage steenslag/grind dat gebonden is met bitumen, is OSA stabiel en daardoor toepasbaar als dijkbekleding (ook op steile taluds). Het hoge percentage steenslag/grind zorgt ook voor een hoog percentage holle ruimte percentage. Hierdoor is OSA doorlatend voor zowel voor water als voor grond en dient onder de toplaag een funderingslaag/geotextiel toegepast te worden om uitspoeling van kernmateriaal te voorkomen. Het hoge holle ruimte percentage zorgt ervoor dat op OSA vegetatie kan groeien. OSA wordt vaak overlaagd met teelaarde, zodat een graszode kan worden toegepast en de dijk een groene uitstraling heeft. In vergelijking met een grasbekleding biedt OSA meer weerstand tegen stroombelasting. OSA wordt dan ook met name toegepast in golfoploopzones van dijken of in sommige gevallen op het binnentalud. OSA wordt ook wel toegepast in de golfklapzone, maar kan in vergelijking met WAB minder weerstand tegen golfklappen bieden.

Zandasfalt

Zandasfalt (gebitumineerd zand) is een mengsel van zand en een geringe hoeveelheid bitumen. De geringe hoeveelheid bitumen vult de holle ruimte nauwelijks, zodat het materiaal zeer poreus en waterdoorlatend is.

Door het hoge zandgehalte is de stabiliteit van zandasfalt bij langzame belasting vergelijkbaar met die van het gebruikte zand. Bij snelle belasting is zandasfalt door de bijdrage van het bitumen echter veel stabieler dan zand. Door de open structuur en de geringe hoeveelheid bitumen is zandasfalt minder duurzaam dan bijvoorbeeld WAB en asfaltmastiek/gietasfalt.

Zandasfalt wordt toegepast als kernmateriaal voor perskaden en golfbrekers, maar ook als funderingslaag en soms als bekleding. In dit laatste geval betreft dit vaak een tijdelijke functie.

Versie 1.0: 2 juli 2025

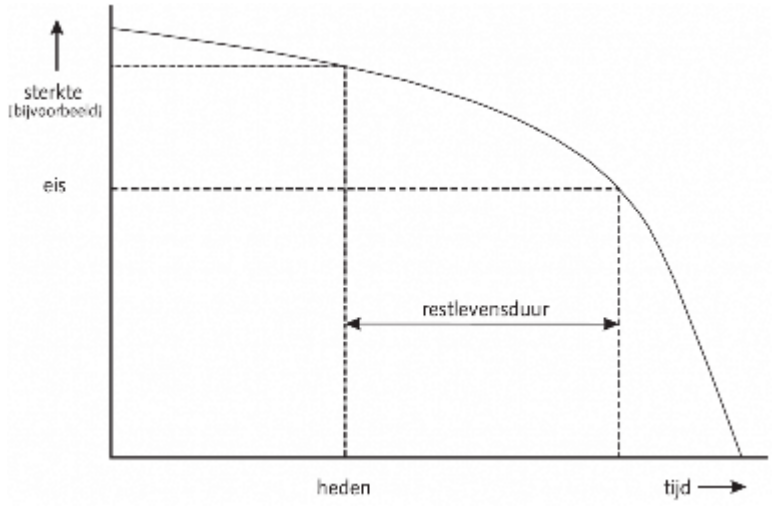
De levensduur van een waterbouwasfaltbekleding

Een asfaltbekleding moet tijdens de verwachte levensduur zijn functie kunnen blijven vervullen. De kenmerkende fysische en mechanische eigenschappen mogen dus niet te snel achteruitgaan. De levensduur is de mate waarin de relevante eigenschappen op het gewenste niveau blijven.

Door blootstelling aan externe (weers)invloeden veroudert asfalt. Hierdoor kunnen eigenschappen zoals stijfheid en vermoeiingsgedrag veranderen. Hoe groter en toegankelijker de holle ruimte in het asfalt is, hoe meer veroudering kan optreden.

In Figuur 1 wordt geïllustreerd hoe een eigenschap in de tijd kan veranderen. Dichte ontoegankelijke mengsels worden nagenoeg niet beïnvloed door externe factoren.

Er zijn in de loop der jaren goede ervaringen opgedaan met de levensduur van asfalt bij waterkeringen. Schade aan asfaltbekledingen komt sporadisch voor en onderhoud is meestal zeer beperkt. Een zorgvuldige uitvoering en een goede kwaliteitszorg bij de aanleg van werken heeft daar zeker toe bijgedragen.



Figuur 1 Verandering van een eigenschap in de tijd.

De eigenschappen van het asfalt worden beïnvloed door veel externe factoren. Dit zijn factoren als de hydraulische belasting (golfklappen en stroming), het weer (warmte, vorst en regen), de omgeving (water, zuurstof en levende organismen) en de aanleg (hitte).

Op grond van deze factoren zijn de volgende levensduur aspecten van asfalt te onderscheiden:

Bitumen in asfaltmengsels verhardt in de loop van de tijd, dat wil zeggen dat het bindmiddel in de loop der tijd stijver en brosser wordt, zodat het asfalt minder flexibel wordt.

De verharding wordt vooral veroorzaakt door hoge temperatuur, waardoor vluchtige bestanddelen uitwijken, en door oxidatie. Licht in de vorm van ultraviolette straling bevordert bovendien de oxidatiesnelheid. Een belangrijke verharding treedt op tijdens productie en verwerking van het asfalt, omdat de temperatuur dan extreem hoog is. Verharding in de gebruiksfase kan worden beperkt door een lage holle ruimte en een hoog bitumengehalte in het mengsel. Een goede verdichting van waterbouwasfaltbeton is daarom noodzakelijk.

Asfaltmengsels reageren op water omdat het mineraal aggregaat een grotere affiniteit voor water heeft dan voor bitumen. Water heeft daardoor het vermogen om bitumen te verdringen waardoor de samenhang van het asfalt verloren gaat en eigenschappen als stijfheid en sterkte afnemen. Dit verschijnsel wordt ‘stripping’ genoemd. Bij dichte mengsels levert de aanwezigheid van water geen probleem op. Open mengsels waarin de minerale delen met een dunne bitumenfilm zijn omhuld, zoals zandasfalt, zijn wel gevoelig voor water. Bestaat de omhulling echter uit een laagje asfaltmastiek, zoals bij open steenasfalt, dan vormt deze een duurzame omhulling.

Asfaltmengsels zijn in meer of mindere mate gevoelig voor erosie onder invloed van water, wind en meegevoerd materiaal zoals zand, stenen, kruiend ijs en drijfhout. Dit geldt nauwelijks voor dichte mengsels, zoals waterbouwasfaltbeton en gietasfalt, die alleen enige erosie op microschaal vertonen. Open mengsels als open steenasfalt en zandasfalt zijn wel gevoelig voor erosie.

Asfalt is een vermoeiingsgevoelig materiaal, dat wil zeggen dat de mechanische kwaliteit afneemt

naarmate het materiaal vaker wordt belast. Dit aspect is alleen relevant bij stijve mengsels die voortdurend worden belast. Asfaltbekledingen worden in de praktijk alleen onder extreme (storm) condities herhaaldelijk maar ook slechts tijdelijk belast. In de zomerperiode zal het effect van vermoeiing weer grotendeels verdwijnen, omdat hogere temperaturen een helend effect hebben op asfalt; door vermoeiing ontstane haarscheurtjes vloeien weer dicht. Naarmate het asfalt meer veroudert en brosser wordt zal vermoeiing een meer blijvende verandering veroorzaken en zal het helen minder effect hebben.
Asfaltmengsels zijn in het algemeen niet gevoelig voor aantasting door vorst. Zelfs mengsels die water kunnen bevatten zoals open steenasfalt en zandasfalt vertonen in Nederlandse omstandigheden geen schade.

Asfalt wordt beïnvloed door de aanwezigheid van levende organismen. Het viskeuze gedrag van asfalt stelt organismen in staat om het materiaal heel geleidelijk te vervormen. Zo kunnen plantenwortels of zeepokken (Figuur 2) zich in oppervlakteporiën nestelen en deze vergroten. Bij open steenasfalt vormt begroeiing in het algemeen geen probleem.



Figuur 2 Biologische aantasting van open steenasfalt door zeepokken op Neeltje Jans, 1989. (Foto: Oranjewoud).

Bitumen is voor de meeste chemicaliën inert, dat wil zeggen dat het goed bestand is tegen de inwerking van chemicaliën, zeker als de belastingsduur kort is.

Bitumen is echter wel volledig oplosbaar in lichte koolwaterstoffen zoals terpentine en dieselolie. Indien deze stoffen in het oppervlaktewater voorkomen kan het asfaltoppervlak worden aangetast. Omdat deze aantasting bij dichte bekledingen beperkt blijft tot het oppervlak, levert dit geen gevaar op voor de sterkte. De concentraties en de temperaturen blijven in de waterbouw meestal beperkt in vergelijking met de wegenbouw. Indien de bekleding zware chemische belastingen te verduren krijgt, bijvoorbeeld in een olie- overslaghaven, dan dient hier extra aandacht aan gegeven te worden. Alleen bij calamiteiten kan de aantasting zo groot zijn dat de sterkte in gevaar komt.

Tabel 1 Bestendigheid van de asfaltsoorten.

	waterbouw-asfaltbeton	asfaltmastiek	gepenetreerde breuksteen	open steenasfalt	zandasfalt

veroudering/stripping	+	++	++	o	o
erosiebestendigheid	+	++	++	o	-
vermoeiing	++	++[1)]	++[1)]	+	o
vorstbestendigheid	++	++	++	+	+
biologische aantasting: planten	+	++	++	+	-
biologische aantasting: algen/wieren	[2)]	++	++	o	o
biologische aantasting: schaaldieren	[2)]	+	++	o[3)]	o
chemische aantastingen	+	+	++	o	-

[1)] Asfaltmastiek en gietasfalt zijn niet gevoelig voor vermoeiing. [2)] Waterbouwasfaltbeton wordt niet in de tijzone toegepast. [3)] Open steenasfalt scoort 'o' indien één extra steenlaag wordt aangebracht, ander scoort open steenasfalt '-'.

In Tabel 1 wordt alles nog eens op een rijtje gezet, waarbij '++' betekent dat de bekleding zeer goed bestand is tegen het optredende fenomeen. Een '+' geeft een goede weerstand weer, een 'o' een redelijke weerstand en een '-' geeft aan dat de bekleding niet bestand is tegen de genoemde vorm van aantasting.

De mate waarin asfaltbekledingen bestendig of duurzaam zijn, bepaalt hoe groot de levensduur is. Over de feitelijke levensduur van asfaltbekledingen is alleen in globale zin iets te zeggen, omdat deze van zoveel factoren afhangt. De ervaring leert dat dichte bekledingen ten minste 50 jaar meegaan en waarschijnlijk wel 100 jaar. Open mengsels zijn gevoeliger voor externe invloeden en hebben een levensduur die naar verwachting de helft is van dichte bekledingen. In Tabel 2 is een ruwe schatting gemaakt voor de levensduur van de verschillende asfaltbekledingen, waarbij op grond van de belasting onderscheid is gemaakt tussen zee-, meer- en rivierdijken.

Tabel 2 Levensduurverwachting van asfaltbekledingen (in jaren).

	waterbouw-asfaltbeton	open steenasfalt	gepenetreerde breuksteen	**zandasfalt**	asfalt-mastiek
zeedijk	50-75	15-30	50-100	nvt	50-100
meerdijk	50-75	20-40	50-100	15-30	nvt
rivierdijk	50-75	25-50	50-100	20-40	nvt

Toelichting

De ondergrens geldt voor een matige aanlegkwaliteit van asfalt, de bovengrens voor een goede kwaliteit. Onder goede kwaliteit wordt asfalt verstaan dat aan alle eisen voldoet. Een duurzame hechting tussen mineraalagregaat en bitumen is daarbij van groot belang.

Daarnaast beïnvloeden omgevingsfactoren de levensduur van een asfaltbekleding. Voorbeelden hiervan zijn:

- Aanwezigheid van water, in het bijzonder bij open mengsels
- Voorkomen van regelmatige zware golfaanval
- Aanwezigheid van drijvend vuil en lichte breuksteen die over de bekleding gaan rollen en in het bijzonder bij open steenasfalt schade veroorzaken.

De hechting tussen mineraalaggregaat en bitumen wordt bepaald door:

- Hoeveelheid bitumen
- Bitumeneigenschappen
- Type vulstof
- Verhouding vulstof-bitumen (= mortelviscositeit)
- Gebruik van kalkhydroxide en hechtverbeteraars
- Oppervlakeigenschappen van het mineraalaggregaat.

Naarmate een asfaltbekleding meer toegankelijk is voor externe factoren door een relatief hoog percentage holle ruimte is de hechting tussen mineraalaggregaat en bitumen van groter belang.

Waterbouwasfaltbeton met een percentage holle ruimte kleiner dan 5% is nauwelijks toegankelijk; bovendien beschermt een oppervlakbehandeling de laag nog extra tegen externe factoren. Daarom is de toepassing van het type steen (grind of steenslag) in waterbouwasfaltbeton nooit een groot punt van discussie geweest. De verwachting is weliswaar dat grind door het gladde natuurlijke korreloppervlak een iets minder duurzame hechting kan vertonen dan steenslag, maar door de geringe toegankelijkheid voor externe factoren zal dit verschil niet worden aangesproken.

Er zijn in het verleden enkele werken in grindasfaltbeton uitgevoerd die 30 tot 35 jaar probleemloos hebben gefunctioneerd. Toch is in 2004 en 2006 bij deze bekledingen in Friesland geconstateerd dat

het asfalt direct onder de oppervlakbehandeling stripping vertoont en snel degenereert. Uitgebreid onderzoek heeft niet een volledige verklaring opgeleverd, maar leidde wel tot de conclusie dat het gebruik van grind bij deze schade slechts een ondergeschikte rol kan hebben gespeeld.
Anders ligt het bij open steenasfalt. Bij dit type asfalt met 20 tot 30% holle ruimte (in de vorm van doorgaande poriën) wordt steenslag van kalksteen voorgeschreven als basis voor een goede hechting. In een enkel geval is bij stagnatie van de aanvoer grind in plaats van kalksteen in open steenasfalt verwerkt en dat leidde binnen enkele jaren tot behoorlijke stripping en erosie van de bekleding. Bij dit type open bekleding kan grind worden toegepast, maar er worden dan bijzondere eisen gesteld aan de samenstelling van het mengsel. Dit is echter geen voor de hand liggende keuze.

Gebitumineerd zand (mineraal < 2 mm, zonder vulstof) kan bij alle dijktypen goed als filter- of funderingslaag worden toegepast, waarbij de asfalttoplaagdikte dan geringer kan zijn.

Versie 1.0: 2 juli 2025

1.2.3 Grasbekledingen

Beschrijving grasbekleding

Op veel dijken in Nederland ligt een grasbekleding op het buitentalud, kruin en/of binnentalud. Daar waar hydraulische belastingen te groot worden of het gras niet voldoende groeit wordt vaak een steenzetting of asfaltbekleding toegepast. In tegenstelling tot rivierdijken ligt bij zee- en meerdijken de grasbekleding daarom vaak alleen op het bovenste deel van het buitentalud. De kruin of/en het binnentalud is/zijn vrijwel altijd grotendeels met gras bekleed, ongeacht het watersysteem. Bij rivierdijken ligt op de kruin regelmatig een fietspad of weg. Tot nu toe wordt hier geen sterkte aan toegekend, mede omdat de belastingen op de kruin niet maatgevend zijn voor de grasbekleding. Dit artikel beschrijft de grasbekleding en hoe deze (hydraulisch) belast wordt.



Figuur 1 Grasbekleding op het binnentalud van een rivierdijk (Handreikinggrasbekleding.nl).

Grasbekleding

Een grasbekleding speelt een belangrijke rol in de bescherming van dijken tegen erosie als gevolg van golfbelasting. Bij een grasbekleding op een dijk wordt onderscheid gemaakt tussen de top- en onderlaag, zie ook Figuur 2.

Toplaag

De toplaag is de buitenste verdedigingslaag van een bekledingconstructie.

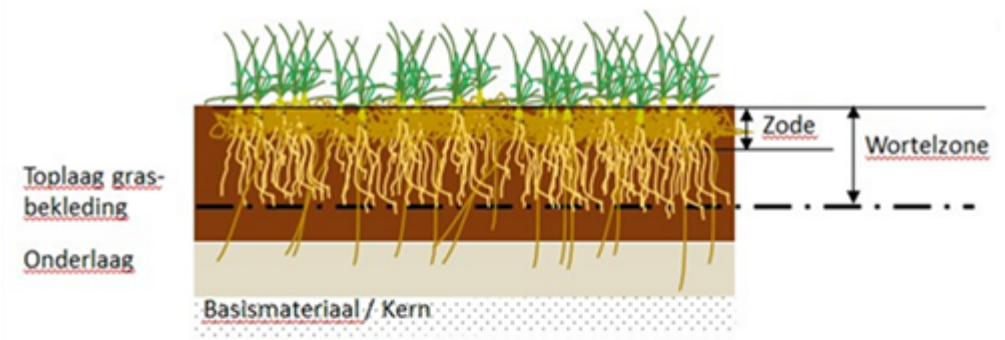
In het geval van grasbekledingen bestaat de toplaag uit:

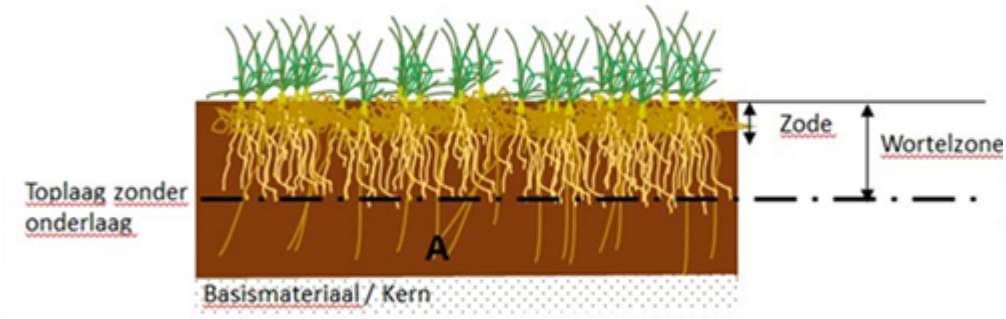
- De graszode en wortelzone.
- Het minder doorwortelde deel onder de zode.
- De minerale laag, inclusief organisch materiaal e.d. die wordt aangebracht voor de ontwikkeling van de grasbekleding.

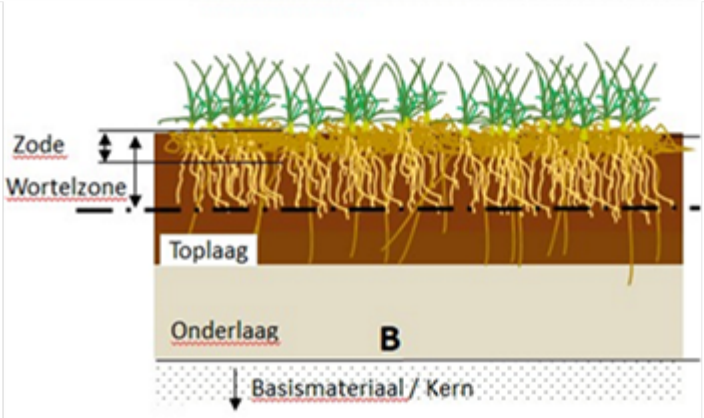
De wortels bepalen in grote mate de erosiebestendigheid van de toplaag. De wortelzone is de zone die wordt gevormd door de graszode, inclusief de zone onder de graszode waar nog veel wortels een grote positieve bijdrage leveren aan de erosiebestendigheid van de dijkbekleding. De wortelzone heeft meestal een dikte van ca. 20 cm.

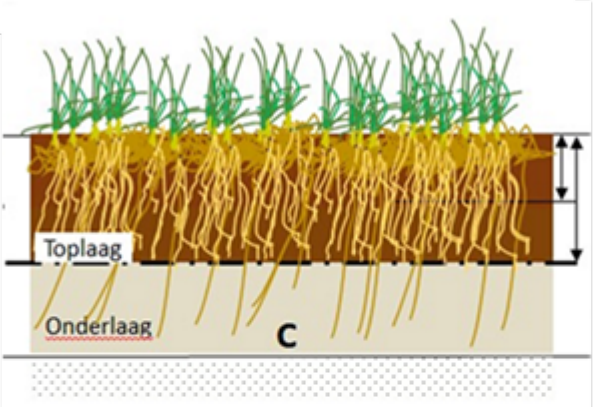
Onderlaag

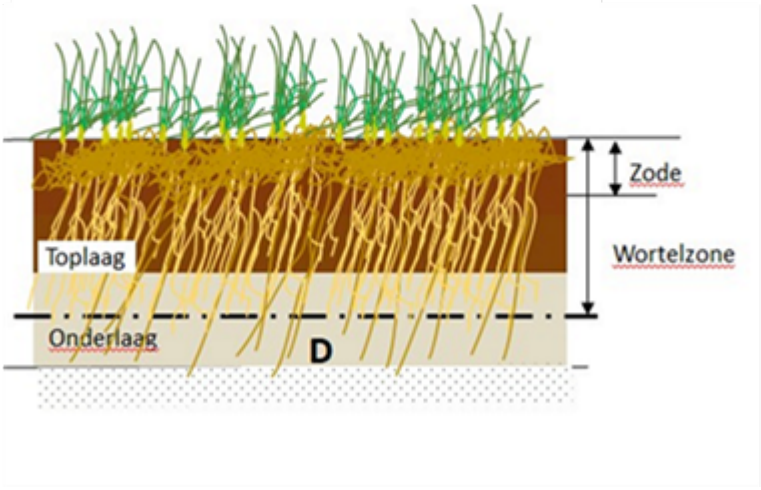
Het deel van de deklaag dat nauwelijks is doorworteld, wordt ook wel de onderlaag genoemd. De onderlaag bestaat feitelijk alleen uit substraat.


Toplaag gras-
bekleding
Onderlaag
Zode
Wortelzone
Basismateriaal / Kern


Toplaag zonder
onderlaag
Zode
Wortelzone
A
Basismateriaal / Kern


Zode
Wortelzone
Toplaag
Onderlaag
B
Basismateriaal / Kern


Toplaag
Onderlaag
C

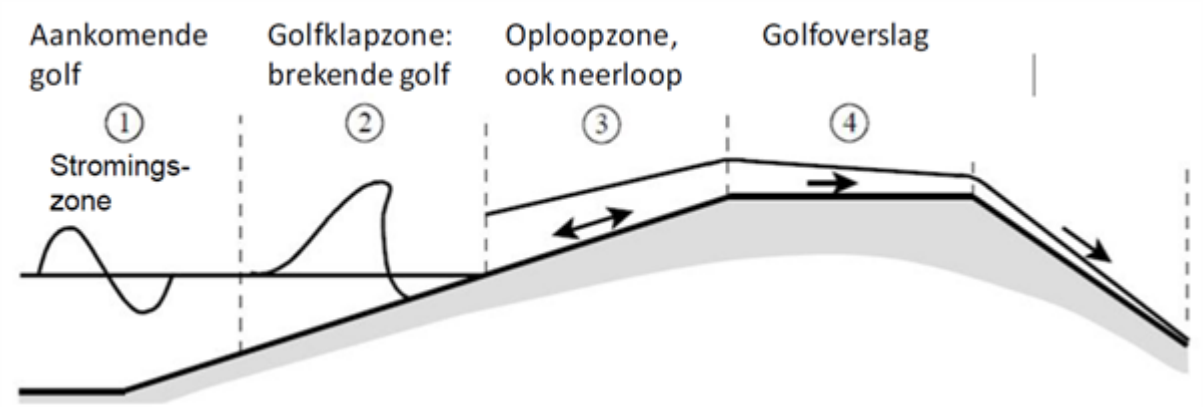

Zode
Toplaag
Wortelzone
Onderlaag
D

Figuur 2 Opbouw en indeling van de grasbekleding

Belastingen op grasbekledingen

Bij grasbekledingen op dijken kunnen de volgende belastingzones onderscheiden worden, zie Figuur 3:

1. Stromingszone (beneden de golfklapzone).
2. Golfklapzone.
3. Golfoploopzone.
4. Golfoverslagzone, binnenwaarts van de buitenkruinlijn.



Figuur 3 Schematisering van het hydraulisch proces van het breken van een golf, het op- en neerlopen en het eventueel over de kruin slaan van een golf wat leidt tot de definitie van de verschillende belastingzones.

De hydraulische belasting voor grasbekledingen bestaat voornamelijk uit golfaanval:

- Voor dijken waar de grasbekleding ook onder een beschouwde waterstand ligt, zijn golfklappen, golfoploop en golfoverslag van belang.
- Voor dijken waar de grasbekleding boven een beschouwde waterstand ligt, zijn golfoploop en golfoverslag van belang.

In een probabilistische aanpak kan de hoogte van de waterstand variëren. De golfklapbelasting is daarbij vaak maatgevend boven een golfoploopbelasting. Daarbij moet wel opgemerkt worden dat een hogere waterstand minder waarschijnlijk is, waardoor een combinatie van en een hoge waterstand en hoge golven, minder waarschijnlijk is voor die gevallen waarbij de waterstand onafhankelijk is van de golfhoogte. Bij meren en de kust zijn deze vaak gecorreleerd.

Bij hoogwater op de rivieren kunnen grote stroomsnelheden ter plaatse van delen van de grasbekleding voorkomen. Doorgaans is de golfbelasting veel zwaarder dan de belasting als gevolg van stroming en levert stroming geen maatgevende belasting.

Het buitentalud van een dijk wordt belast met golfklappen, wanneer de waterstand gedurende een maatgevend hoogwater ter hoogte van (of boven) de grasbekleding ligt. Een golfklap door een brekende golf op het talud geeft een kortdurende lokale hoge waterdruk op het talud. Deze kortstondige stootimpulsen kunnen tot erosie van de grasbekleding leiden (zie het artikel Model GEBU-golfklap).

De golfoploopzone wordt gedefinieerd als het taluddeel boven de waterstand tot waar een golf maximaal kan oplopen. In deze zone bestaat de belasting uit golfoploop. De voor golfklappen

karakteristieke dynamische impulsbelasting blijft bij golfoploop achterwege. Erosie van de grasbekleding vindt in de golfoploopzone vooral plaats bij oplopende golven (zie het artikel Model GEBU-golfoploop). Bij golfoverslag slaan de hoogste golven over de kruin van de dijk. De overslaande golven geven telkens gedurende enkele seconden een hoge stroomsnelheid op de kruin en het binnentalud. Ter plaatse van het golffront nemen de belastingen plotsklaps toe. Deze plotselinge toename in belasting, gecombineerd met de turbulente stroming stelt de grasbekleding bloot aan sterk wisselende gradiënten in waterdruk, waardoor de grasbekleding kan eroderen (zie het artikel Model GEKB). Het geleidelijk wegspoelen van gronddeeltjes uit en door de zode is bij grootschalige golfoverslagproeven niet maatgevend gebleken voor de sterkte van een grasbekleding met een dicht wortelnet.
Versie 1.0: 2 juli 2025

Vegetatie-eigenschappen van grasbekleding op het binnen- en buitentalud

Grasland, gras met of zonder kruiden, is voor veel omstandigheden een geschikte dijkbekleding gebleken. Waarnemingen wijzen erop dat met name de zode, het wortelstelsel juist onder het maaiveld, belangrijk is voor de erosiebestendigheid en dat daarnaast het grasblad enige oppervlaktebescherming biedt. De graszode houdt grond bij elkaar en biedt bescherming tegen ontgronding door golven en stroming. De zode van de grasbekleding moet voldoende gesloten zijn om bescherming tegen erosie te bieden.

De vegetatie vormt met zijn substraat een erosieremmende eenheid. De doorworteling van de grasbekleding kan in drie dieptezones worden ingedeeld, te weten:

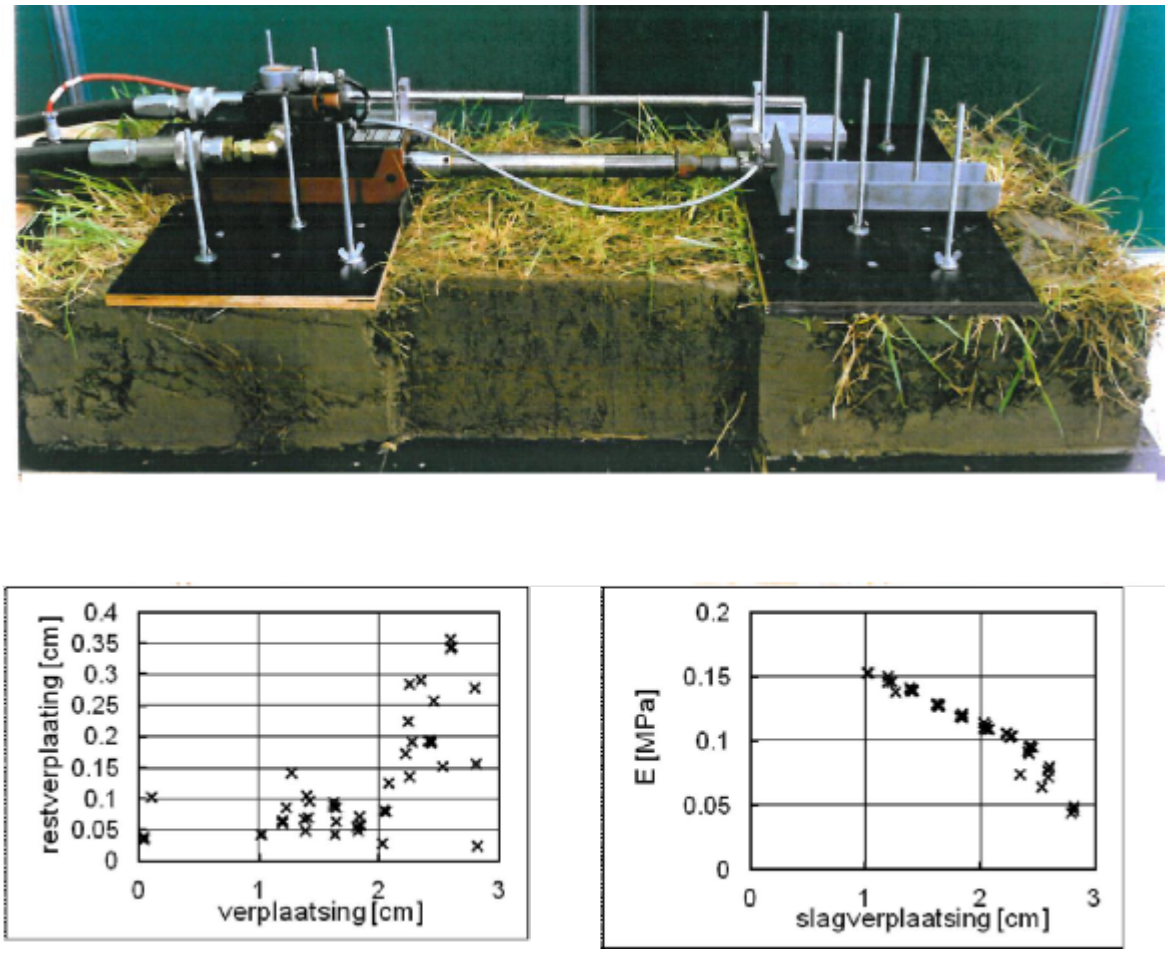
1. Zone met dicht wortelnet (zode), veelal van het terreinoppervlak tot circa 5 cm diepte, waarvan een eerste vorm binnen 1 jaar na aanleg aanwezig is.
2. Zone met een wortelnet van met het oog goed herkenbare en stevige wortels (diameter > 150 µm) met een dichtheid van zo'n 3 – 10 wortels / dm^2, veelal tot 0.2 –0.4 m beneden terreinoppervlak en die al na 1 – 2 jaar na aanleg grotendeels ontwikkeld is.
3. Zone van met het oog goed herkenbare wortels met een dichtheid met 0.5 - 2 wortels/ dm^2, welke zone soms tot meer dan 1 m diep is in een voldragen graszode op klei.

De eerste twee zones bevinden zich in de toplaag. De overgangen tussen de zones is vaak geleidelijk en hangt samen met de details van het voorkomen van zandiger en kleiiger laagjes en insluitingen en, beneden ongeveer 0,3 m, met de ligging van de wat grotere scheuren in de grond. De wortels beneden ongeveer 0,3 m diepte hebben een voorkeur voor plekken in de grond waar zowel vocht nageleverd wordt (nabijheid van klei-insluitingen in zandige grond bijvoorbeeld) als voldoende doorluchting is (zoals langs spleetjes in klei).

Behalve wortels is er nog veel ander leven in en onder de zode, dat een klein maar complex ecosyteem vormt. In die zeer actieve laag is er een dynamisch evenwicht tussen velerlei organismen (plantenwortels, bacteriën, schimmels, insecten, wormen en de wat grotere dieren) dat zich aan de seizoenen aanpast. De grond in de zode is door de groeiende, afstervende en gravende organismen voortdurend in beweging. Waar dit leven beperkt wordt door extreme omstandigheden (te zout, te droog, te nat, te weinig doorluchting) kan zich geen voldoende dichte en hechte zode vormen of in stand blijven.

De functie van de wortels in het beperken van erosie van grond betreft voornamelijk het bijeenhouden van losse gronddeeltjes en –kluitjes. Daarnaast scheiden de wortels stoffen af die gronddeeltjes aaneenkleven (cementeren) en beïnvloeden ze de directe omgeving zodanig dat de grond op gronddeeltjesschaal stevig wordt. In grond treden door directe en indirecte werking van wortels lokaal (korreloppervlakteschaal) chemische en fysische omstandigheden op, waardoor relatief

stabiele kluitjes ontstaan, die door wortels bijeen kunnen worden gehouden. Het onttrekken van vocht aan de grond door graswortels veroorzaakt mede dat massieve cohesieve grond breekt en in brokjes uiteenvalt. De wortels duwen vervolgens de grond langs de breukjes uiteen. Ook zandkorrels kunnen door een dicht wortelnetwerk bijeengehouden worden, waarbij enige cementatie tussen de zandkorrels de effectiviteit van de wortels tegen een erosieve belasting sterk verhoogt.
Graszoden zijn gebleken elastisch te zijn en grote vervormingen aan te kunnen zonder te scheuren. De vervormingen kunnen door de graszode worden opgevangen, waarbij de grond in de zode, als in een wapeningnet, op zijn plaats wordt gehouden. Voortdurende belasting kan echter door vermoeiing leiden tot geheel of deels bezwijken van de zode, zoals onder andere wordt geïllustreerd door de cyclische rekproeven op graszode (Figuur 1).



Figuur 1 Proefopstelling en resultaten van cyclische trekproeven met een graszode.

Op een stuk graszode is een cyclische belasting opgelegd en is de verplaatsing gemeten. In de linker grafiek in Figuur 1 zijn met kruisjes de verplaatsing en de restverplaatsing van een proefstuk gegeven voor de verschillende cycli. De 'verplaatsing' (cm) is gedefinieerd als het verschil tussen de verplaatsing aan het begin van een cyclus bij een belasting van 0 en de maximale verplaatsing van de cyclus bij de maximale belasting. Vervolgens wordt de belasting weer gereduceerd tot nul. Het verschil tussen de verplaatsing aan het begin van de cyclus en het einde van de cyclus, als de belasting weer nul is, is de restverplaatsing. Bij toenemende 'verplaatsing' neemt de restverplaatsing toe en neemt de elasticiteit af, wat vermoeiing karakteriseert. Bij een slagverplaatsing van ongeveer 20 mm (4% rek) neemt de restverplaatsing sterk toe. In de rechter grafiek in Figuur 1 is per cyclus (kruisje in de grafiek) aangegeven wat de verplaatsing en de berekende stijfheid van de zode E (MPa) was. Deze neemt af naarmate er meer cycli werden doorlopen, hetgeen ook illustratief is voor vermoeiingsgedrag van de zode.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Beschrijving van de erosiebestendigheid van zand in een grasmat

In deze paragraaf wordt de erosiebestendige werking van zand in een grasmat beschreven. Zand wordt relatief gemakkelijk door golfwerking en stromend water geërodeerd, maar een graszode op zandgrond kan dit zeer sterk beperken. Hier is een actief beheer om tot een goede gesloten grasmat te komen en te behouden van groot belang. Er komen in Nederland dan ook, zeer lokaal, dijktaluds voor met een graszode op zand.

Het toetsen van de grond van een langer bestaand dijktalud met grasland betreft een door interactie met het leven in de zode aangepast materiaal. De korrels van het zand zijn door die processen van een huidje, coating, voorzien, bestaande uit een verzameling organische en minerale verbindingen en combinaties daarvan. De zanddeeltjes kitten daarmee aan elkaar, waardoor "los zand" in de zode in meer of mindere mate samenhang vertoont. Deze bindingen tussen deeltjes hebben mede door het dynamische evenwicht in de zode een zeer beperkte sterkte. Behalve door bindingen kan onderlinge beweging, en daarmee deels ook wegspoelen, worden beperkt doordat zanddeeltjes deels zijn gevat in een matrix van organische en fijne minerale stoffen in de zode.

Het netwerk van wortels in de zode beperkt het uitspoelen van zandkorrels doordat het bijdraagt aan het bijeenhouden van zandkorrelgroepjes, die door bindingen en matrix aan elkaar vast zitten als de zode voldoende dicht is. De eigenschappen van de zodelaag met zandgrond hangen in extreme mate af van het ecosysteem in de zode. Er kan daardoor significante variatie in eigenschappen optreden die niet direct aan eenvoudige factoren kan worden toegeschreven. Er kan ook significante variatie over zeer korte afstand bestaan. Voor een zandgrond is het voor de erosiebestendigheid van de toplaag daarom extra belangrijk dat er een graszode aanwezig is van voldoende kwaliteit.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Cementatie grasbekleding op binnen- en buitentalud

Cementatie is een proces waardoor de poriën in een (zand)bodem opgevuld raken door de neerslag van mineralen. Het gevolg is dat de losse deeltjes waaruit de bodem bestaat aan elkaar gekit raken tot aggregaten, wat de bodem consolideert en de stabiliteit ervan bevordert. Cementatiebindingen vormen zich meestal pas na verloop van uren tot soms jaren. Cementatie veroorzaakt bindingen, waardoor de grond stevig tot hard wordt. Ook wortels hebben een positieve invloed op cementatie.

De verbindingen zijn echter weinig flexibel en worden daardoor bij grotere vervormingen verbroken. Cementatie is daarmee één van de soorten bindingen die zorgt voor de vorming van aggregaten. Dit type binding komt tot stand door fysisch-chemische processen (zuigspanning, polaire effecten, ijzerverbindingen) en door biologische activiteit (plantenwortels, schimmels, bodemfauna). Bij erosie-experimenten met graszoden van dijken werden in lagen met een hoge doorworteling fijne aggregaten aangetroffen, terwijl lagen met een lage worteldichtheid gekenmerkt werden door een structuur van grote, mechanisch sterke aggregaten. Bij golfoverslagproeven op de Vechtdijk, een volledige zanddijk nabij Zwolle, is gebleken dat de zwakke bindingen die de zandkorrels in de sterk doorwortelde toplaag bij elkaar hield, voldoende waren om zeer grote golfoverslagvolumes te weerstaan. Ook toen de zode zelf was verwijderd en het restant van de toplaag werd blootgesteld aan de overslaande golven bleek de bekleding nog erosiebestendig. Onder de sterk doorwortelde toplaag bestond de dijk uit los zand.

De stabiliteit van aggregaten is positief gecorreleerd aan de lengte en het gewicht van wortels. Wortelharen binden de zich ontwikkelende wortels aan bodemdeeltjes. Naast de wortels en wortelharen zelf hebben worteluitscheidingen (exudaten) een cementerende werking. De oplosbaarheid van exudaten in water (van belang bij infiltratie van bijvoorbeeld overslaand water op

binnentaluds van dijken en bij langdurige hoogwaters op buitentaluds van rivierdijken) lijkt variabel en afhankelijk van de uitgescheiden verbinding. Hierover is verder nog weinig bekend. Ook schimmeldraden dragen bij aan de vorming en stevigheid van aggregaten. De stabiliteit van een kleibodem zal laag zijn in afwezigheid van wortels of bij lage worteldichtheid, ook al bestaat de bovengrond uit grote aggregaten of is de structuur fijn.
Voor het bepalen van de mate van cementatie van dijkgraslanden bestaat vooralsnog geen praktische meetmethode.

De mate van cementatie is afhankelijk van onder andere de vruchtbaarheidstoestand van de bodem, de omvang van de wortelzone, de mate waarin schimmels aanwezig zijn, de textuur (grove korrels zijn lastiger te cementeren) en compactie van de bodem (porositeit).

Versie 1.0: 2 juli 2025

Definitie van het falen van de toplaag van een grasbekleding

De erosiebestendigheid van een grasbekleding wordt primair bepaald door de sterkte van de toplaag. Als deze faalt, dan wordt de reststerkte van de onderlaag aangesproken.

Falen van de toplaag in het geval van golfoverslag en golfoploop, en daarmee het moment waarop de reststerkte bij golfoverslag wordt aangesproken, treedt op als aan één of aan beide van de volgende voorwaarden wordt voldaan:

1. De erosiediepte wordt groter dan de toplaagdikte van 0,2 m.
2. Een gatafmeting dieper dan de toplaagdikte van 0,20 m van maximaal 0,15 m x 0,15 m wordt als gevolg van de belasting groter.

Ad 1) De graszode en een gedeelte van de toplaag mag zijn beschadigd en kan zelfs over grote oppervlaktes zijn verwijderd. Het resterende deel van de toplaag bevat nog wortels die het restant van de toplaag goed bij elkaar houdt. Bij deze beschrijving bezit de toplaag nog sterkte en faalt nog niet. Wordt de erosiediepte groter dan de toplaagdikte van 0,2 m dan faalt de toplaag wel.

Ad 2) Op een beperkt oppervlak van maximaal 0,15 m bij 0,15 m mag een gat in de toplaag aanwezig zijn, zonder dat de toplaag faalt. De golfoverslagproeven hebben namelijk laten zien dat de stroming weinig grip heeft op deze kleine beschadigingen. Zo een kleine beschadiging kan bijvoorbeeld gebeuren door het wegslaan van een paaltje bij een groot overslagvolume of bij een kleine initiële schade bijvoorbeeld door een molgang. De toplaag faalt dan nog niet. Indien het gat in de toplaag echter groter wordt, dan faalt de toplaag wel.

In de golfklapzone op het buitentalud verloopt de ontwikkeling van schade anders dan bij golfoploop en golfoverslag, vanwege de hogere intensiteit en andere aard van de belasting. Na het falen van de zode wordt de toplaag vrij snel verwijderd. Uit waarnemingen van schadegevallen in de praktijk en Deltagootonderzoek blijkt dat in dit geval moet worden uitgegaan van een schadediepte die vrij snel na het falen van de zode 0,3 m bereikt. Dit is dus meer dan de dikte van de toplaag.

Versie 1.0: 2 juli 2025

1.2.4 Breuksteenconstructies

Beschrijving teenbestorting

Een teenbestorting wordt met name toegepast om het teenschot dat de bovenliggende zetsteen ondersteund op zijn plaats te houden. Een teenbestorting kan doorlopen in een bodembescherming, wanneer deze nodig is om de erosie weg te houden van het teenschot, zodat zijn functie niet ondermijnd wordt. Als de teen van de waterkering in de getijzone ligt (of rond de waterlijn bij

meerdijken) wordt in principe altijd een teenbestorting aangebracht. Bij een teen in de getijzone (of rond de waterlijn bij meerdijken) zal het voorland zonder teenbestorting meestal onvoldoende erosiebestendig en draagkrachtig zijn om de taludbekleding van de waterkering blijvend en zonder grote vervorming te kunnen ondersteunen. Grote vervormingen zijn ongewenst omdat ze kunnen leiden tot scheuren (bij asfaltbekledingen) of tot verminderde wrijving en klemming (bij steenzettingen). De stabiliteit van de taludbekleding neemt hierdoor af. Bij een hoog voorland is de kans op erosie en vervorming meestal beduidend kleiner. Als de kans op erosie en vervorming klein is, is een losse teenbestorting niet nodig en kan de taludbekleding worden doorgezet tot onder het maaiveld. Ook kan een teenconstructie met voldoende lange palen en teenschot of een teenconstructie in de vorm van een korte damwand voldoende ondersteuning aan de taludbekleding bieden als de kans op erosie klein is.
Meestal gebruikt men voor de teenbestorting standaard breuksteensorteringen. In de praktijk worden vooral de volgende sorteringen vaak toegepast: 10-60 kg en 40-200 kg. Bij een taludbekleding van losse breuksteen, zoals een overlaging, kan er ook voor gekozen worden om de overlaging door te zetten in een teenbestorting. Eventueel kan een deel van de aan te voeren breuksteen vervangen worden door in het werk vrijkomende steen. Voorwaarde daarbij is dat het resulterende steenmengsel blijft voldoen aan de eisen die gesteld zijn aan de breuksteensortering (o.a. Δd_{n50} vorm van de elementen en massaverdeling). Dezelfde aanpak voor de keuze van de ondergrens van de sortering zoals beschreven in hoofdstuk 6 is ook hier geldig voor teenbestortingen. Het bijmengen van vrijkomende zetsteen is doorgaans niet zinvol: Meestal is de zetsteen te licht om in significante mate toegevoegd te kunnen worden aan de breuksteen. Als de zetsteen wel voldoende zwaar is, dan is vrijwel altijd een meer hoogwaardige vorm van hergebruik mogelijk, nl. door de zetsteen toe te passen in steenzettingen op andere locaties. Voor de gronddichtheid wordt vaak een geotextiel gebruikt. Een granulair filter, zonder geotextiel, is mogelijk maar wordt zelden meer toegepast. Onder zware steensorteringen, namelijk 40-200 kg en zwaarder, wordt vaak eerst een laag fijnere steen aangebracht om beschadiging van het geotextiel in de uitvoering te voorkomen. In de herdruk van [Geokunststoffen in de waterbouw, CUR 2009], paragraaf 3.5.4 is de methodiek beschreven om de minimale massa van het geotextiel te berekenen op basis van een valhoogte van de steen. Zo geldt dat 40-200 kg op een doek van 600 gr/m² geplaatst mag worden als de valhoogte kleiner is dan ongeveer 0,5 m. Wanneer echter zettingen van de ondergrond verwacht worden dient altijd eerst een fijnere laag steen aangebracht te worden, zodat de trekkrachten in het doek tussen twee naast elkaar gelegen stenen niet te groot worden.

Versie 1.0: 2 juli 2025

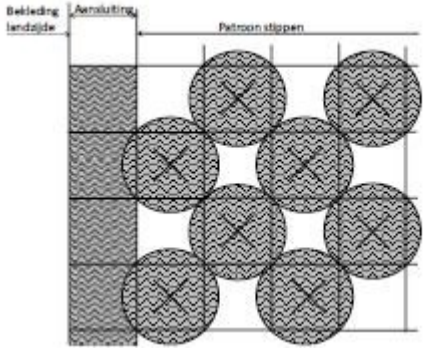
Patroongepenetreerde breuksteenbekleding

Het idee achter patroonpenetratie is om met een relatief lichte sortering breuksteen een doorlatende bekleding te creëren die gezien de gebruikte sortering een relatief zware golfaanval kan weerstaan. Evenals bij bekledingen van stortsteen, zullen er bij dit type bekleding altijd enige (lichte) stenen los liggen, waardoor bij zware golfaanval er sprake zal zijn van wat bewegende stenen danwel verlies van enkele individuele stenen. Omdat een in patroon gepenetreerde breuksteenbekleding altijd wordt aangelegd in een laagdikte van minimaal $2 \cdot D_{n50}$, gaat een dergelijke ingecalculeerde oppervlakkige schade niet ten koste van de functie erosiebescherming van de bekleding.

Onder andere bij de reconstructie van de dijkbekledingen in Zeeland is veel ervaring opgedaan met het uitvoeren van in patroon gepenetreerde bekledingen, ook als overlaging van een bestaande bekleding. De richtlijnen die hier zijn opgenomen zijn mede gebaseerd op de in Zeeland opgedane ervaringen.

Voor met gietasfalt gepenetreerde bekledingen worden in het algemeen breuksteen- sorteringen 10-60 kg of zwaarder gebruikt. Kleinere sorteringen breuksteen zijn mogelijk na aanpassing van het

asfaltmengsel. Daarbij moet worden gezorgd dat de viscositeit van het mengsel wordt verlaagd omdat het anders niet goed in de breuksteenlaag penetreert. Dit kan bijvoorbeeld door asfaltmastiek toe te passen in plaats van gietasfalt. In Zeeland zijn ervaringen opgedaan met het penetreren van sorteringen tot maximaal 300-1000 kg. Bij grotere breuksteensorteringen bestaat het risico dat de holle ruimten in de breuksteenlaag te groot zijn, waardoor er te veel gietasfalt door de bekleding naar beneden toe wegloopt.
Verhogen van de viscositeit van het mengsel en het eventueel toevoegen van breuksteen met een kleinere sortering maakt het penetreren van grotere sorteringen mogelijk.



Figuur 1 Stippenpenetratie 1 'dambord' (onder water).



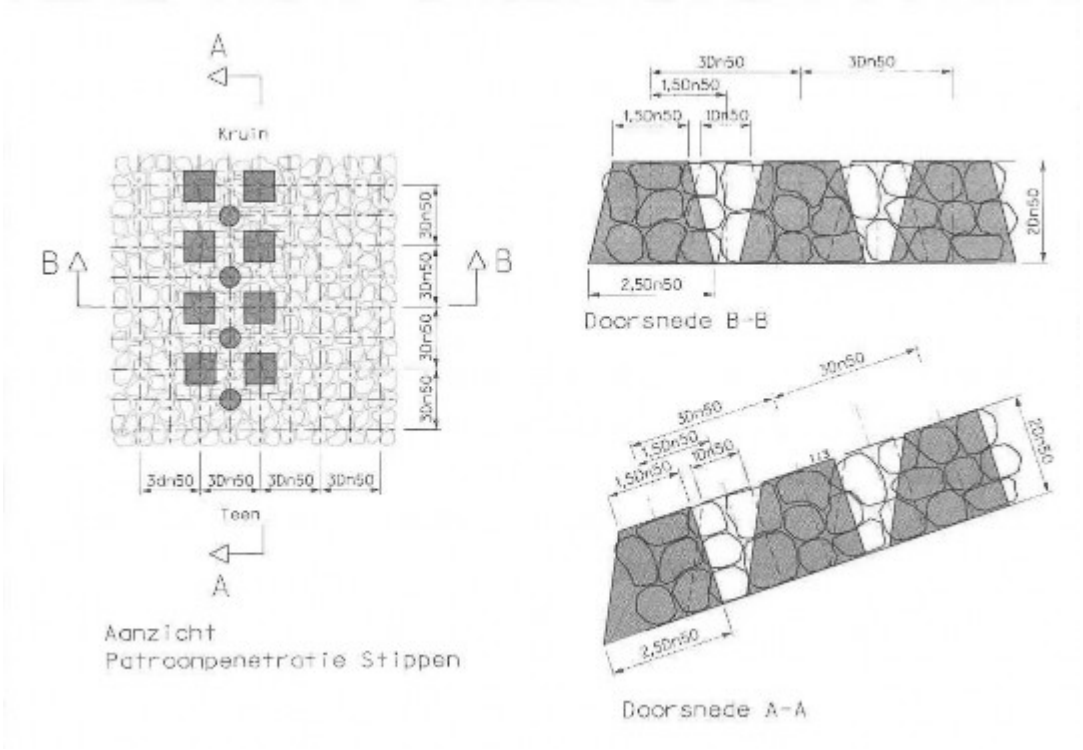
Figuur 2 Stippenpenetratie 'dambord' onder water bij Stuw Lith. (Foto Hydraphalt).

Er worden meerdere varianten toegepast: stippenpenetratie (Figuur 1 en Figuur 3), rasterpenetratie (Figuur 4) en strokenpenetratie (Figuur 5). De stippenpenetratie wordt vooral onder water toegepast, de strokenpenetratie boven water. Bij een stippenpenetratie onder water moet de breuksteensortering die nog kan worden gepenetreerd bij voorkeur groter zijn dan 60-300 kg. Bij kleinere sorteringen is de hoeveelheid penetratiemortel per stip te klein om nog een redelijke kwaliteit te krijgen. Het is van belang dat bij alle penetratiemethoden de onderzijde van de bekleding open blijft, zodat er geen wateroverdrukken onder de bekleding kunnen ontstaan. In Figuur 1 en 3 zijn de gewenste afmetingen van de plots en de hart-op-hart afstanden gegeven.

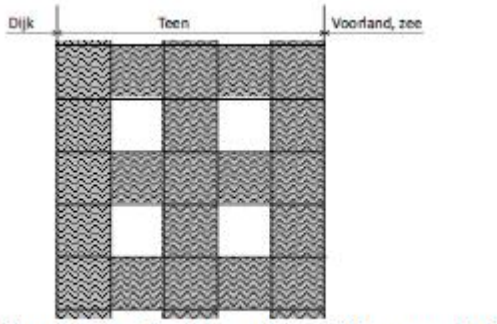
Voor de ‘dambord’ stippenpenetratie (Figuur 1) wordt gebruikgemaakt van de x-y-z plaatsbepaling van het gebruikte kraanschip. Uiteraard moet de rastergrootte worden afgestemd op de te penetreren sortering.

Voor de variant stippenpenetratie (Figuur 3) worden min of meer vierkante plots asfalt met een oppervlak van $1{,}5 \cdot D_{n50} \times 1{,}5 \cdot D_{n50}$ m² op onderlinge hart-op-hart afstanden van $3 \cdot D_{n50}$ aangebracht. In de

centra van vier van dergelijke plots wordt vervolgens een plot met een diameter van D_{n50} aangebracht.



Figuur 3 Stippenvariant 2 (onder water).



Figuur 4-18: Rasterpenetratie 1 (boven water)

Figuur 4 Rasterpenetratie (boven water).



Figuur 5 Strokenpenetratie in uitvoering. (Foto Hydraphalt).

Met patroongepenetreerde bekledingen zijn goede ervaringen opgedaan tot belastingen met een golfhoogte van 3 à 5 meter.

Patroonpenetraties kunnen ook op steile taludhellingen worden uitgevoerd tot een taludhelling van maximaal 1:1,5. In dat geval wordt de bekleding in verschillende lagen aangebracht.

Versie 1.0: 2 juli 2025

2. Veiligheidsanalyse dijkerosie

2.1. Technieken voor de veiligheidsanalyse

Betrouwbaarheidsanalyses

Waterkeringen worden beoordeeld op hun vermogen om water te keren. Wanneer een waterkering in staat is om deze functie naar behoren uit te voeren, dan is de waterkering betrouwbaar. De faalkans van de waterkering is in dit geval voldoende klein. In de meeste gevallen betekent ‘voldoende klein’ dat de faalkans kleiner is dan de gestelde eis.

Betrouwbaarheidsanalyses worden gebruikt om te kunnen bepalen of de faalkans daadwerkelijk voldoende klein is. De vraag of de betrouwbaarheid voldoende groot is en de vraag of de faalkans voldoende klein is, betreft in feite dezelfde vraag en zal hetzelfde antwoord opleveren.

Van norm per traject naar betrouwbaarheidseis per doorsnede

Voor het opstellen van een ontwerp voor de versterking van primaire waterkeringen worden ook betrouwbaarheidsanalyses uitgevoerd. De centrale vraag hierbij bij welke dimensies het voorgenomen ontwerp voldoende bijdraagt zodat het traject voldoet aan de wettelijke veiligheidsnorm. Om hier antwoord op te kunnen geven wordt de norm vertaald naar een minimale betrouwbaarheid voor het vak en de doorsnede. Voor zo’n vertaling zijn twee concepten van belang: de faalkansbegroting en het lengte-effect.

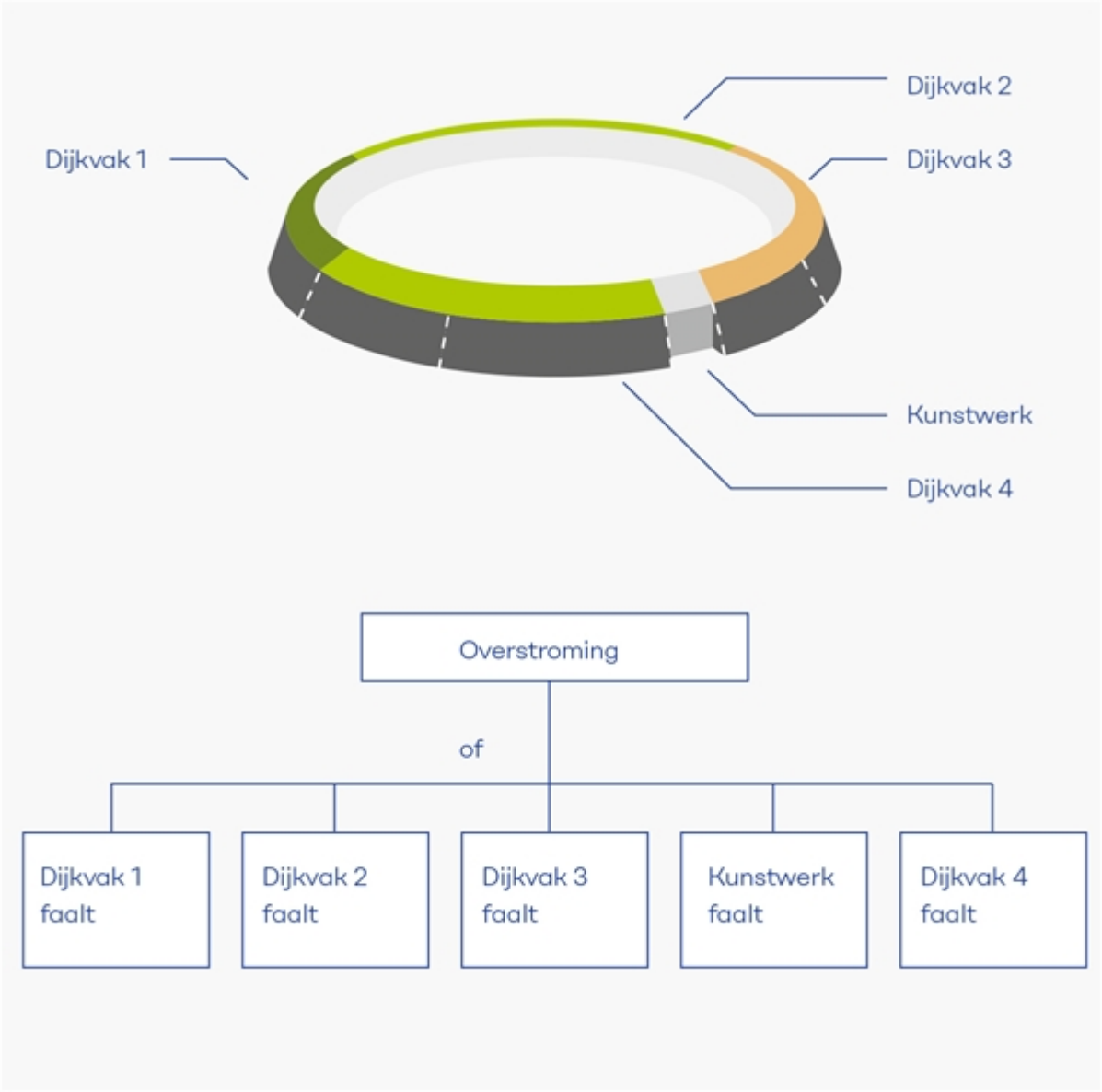
Versie 1.0: 2 juli 2025

Lengte-effect en meerdere afhankelijke faalmechanismen per traject

Bij het bepalen van de faalkans van een traject spelen twee fenomenen een belangrijke rol: het zogenoemde lengte-effect en de onderlinge afhankelijkheid van faalmechanismen.

Het lengte-effect

Elk traject bestaat uit een aaneengesloten reeks waterkeringen, zoals dijkvakken, kunstwerken en duinvakken. Deze waterkeringen vormen de componenten van een seriesysteem, zoals de schakels van een keten. Onderstaande figuur laat met een foutenboom zien hoe verschillende schakels (hier dijkvakken) bijdragen aan het falen van het traject. Een dijk- of duinvak is hierbij een deel van het traject waarbinnen de belasting en de sterkte statistisch homogeen zijn: de kansverdelingen van de belasting en de sterkte zijn binnen het vak overal hetzelfde.

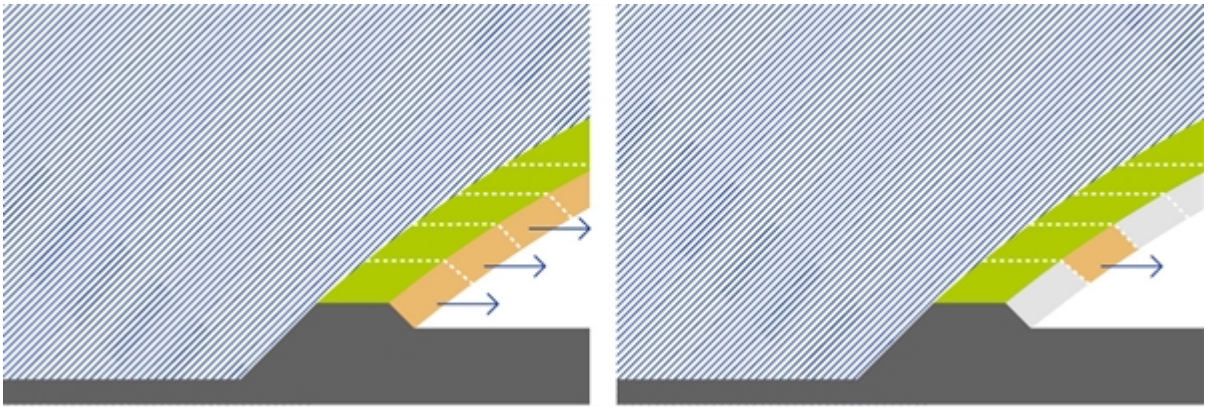


Figuur 1 Foutenboom.

Een keten is zo zwak als de zwakste schakel: als één schakel faalt, faalt het systeem. De overstromingskans van een traject is daarom gelijk aan de kans dat ten minste één schakel faalt. In de praktijk is het onzeker welke schakel de zwakste is. Ook is het onzeker hoe zwak de zwakste schakel is.

Hoe langer een dijk, des te groter de kans is dat zich ergens een relatief zwakke plek bevindt. De kans

dat een lange dijkstrekking ergens faalt, is groter dan de kans dat het traject op één specifieke plek faalt. Dit wordt ook wel het lengte-effect genoemd. Daarom vinden tijdens hoogwater patrouilles plaats langs de dijken om te zien of ergens problemen optreden: hoe groter de afstand die een dijkwachter aflegt, des te groter de kans is dat hij of zij ergens een probleem constateert, ook als de kans op het zien van een probleem bij elke stap hetzelfde is.
Als de waarde van een belangrijke onzekere parameter van punt tot punt sterk kan verschillen, dan is het lengte-effect groot. In de praktijk is het lengte-effect groot bij geotechnische faalmechanismen zoals macrostabiliteit en piping. Bepalend voor deze faalmechanismen zijn de onzekere, ruimtelijk gevarieerde eigenschappen van de ondergrond.



Figuur 2 Illustratie van het lengte-effect: de kans dat het ergens in het dijktraject misgaat, is groter dan de kans dat het op een specifieke plaats misgaat.

Het lengte-effect is juist klein voor faalmechanismen zoals overloop en overslag. Voor deze faalmechanismen is de buitenwaterstand dominant en die is langs gehele traject gelijk. Bij golfoverslag kan wel sprake zijn van enig lengte-effect. De golfbelastingen op de dijken hangen sterk af van de windrichting en de oriëntatie van de dijken binnen een traject. Stel dat een traject op de ene locatie zou kunnen falen bij harde oostenwind en op een andere bij harde westenwind, dan is de faalkans van het gehele traject groter dan de faalkans van het gedeelte met de westelijke oriëntatie of het gedeelte met de oostelijke oriëntatie.

Het lengte-effect is als volgt te verrekenen in de kans dat een bepaald faalmechanisme ergens in een traject tot een overstroming leidt:

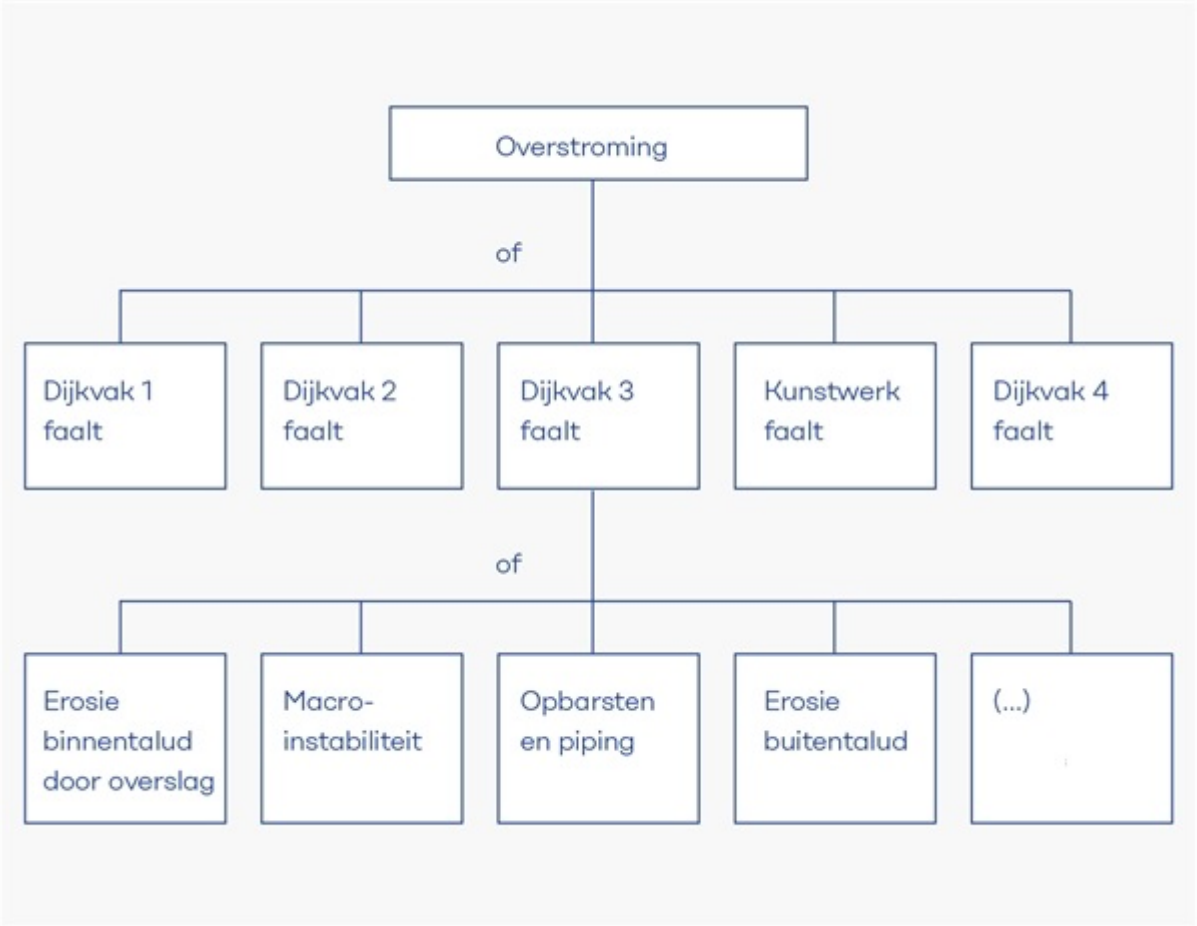
1. Verdeel het traject in vakken met gelijke statistische eigenschappen.
2. Bereken per vak de faalkans op basis van een representatieve doorsnede.
3. Vertaal de faalkans voor de representatieve doorsnede steeds naar een faalkans voor het gehele vak, rekening houdend met het lengte-effect. Het lengte-effect is afhankelijk het relatieve belang van de onzekere grootheden en daarmee per vak verschillend. De verschillende onzekere grootheden zijn namelijk niet allemaal even ruimtelijk variabel. Zo is de buitenwaterstand over grote afstanden hetzelfde, maar kunnen de eigenschappen van de ondergrond over korte afstanden veranderen. Het lengte-effect is groter naarmate het belang van de onzekerheden met grote ruimtelijke variatie groter is.
4. Combineer de faalkansen van de vakken, rekening houdend met de afhankelijkheden (correlaties) tussen de vakken.

Het splitsen van vakken leidt niet tot een andere faalkans op trajectniveau. Het lengte-effect bestaat namelijk ook binnen dijkvakken. Door een lang dijkvak in twee delen te splitsen, ontstaan twee nieuwe vakken die elk een kleinere faalkans hebben dan het oorspronkelijke, langere dijkvak. De gecombineerde faalkans van de twee kleinere vakken is echter weer gelijk aan de faalkans van het

oorspronkelijke dijkvak.

Faalmechanismen en hun afhankelijkheden

Elk dijkvak, kunstwerk of duinvak kan door uiteenlopende faalmechanismen falen. De foutenboom in onderstaande figuur geeft dit weer. De kans op een overstroming is gelijk aan de kans dat ten minste één van de faalmechanismen ergens optreedt. Deze kans is kleiner dan de som van de faalkansen per faalmechanisme. De faalmechanismen zijn namelijk niet geheel onafhankelijk. Zo is de buitenwaterstand voor veel faalmechanismen de drijvende kracht.



Figuur 3 Uitwerking van foutenboom met verschillende faalmechanismen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

3. Belastingen

Hydraulische belastingen op dijkbekledingen

De hoogte van de belastingen die golfklappen, golfoploop of golfoverslag op de bekleding uitoefenen wordt bepaald door de combinatie van de hydraulische belastingen bestaande uit de lokale waterstand en bijbehorende golven. Golven breken op het buitentalud om daarna op te lopen. Indien de oploophoogte de kruinhoogte van de kering overstijgt, slaan de golven over waarna ze een belasting vormen voor de kruin en het binnentalud. Bij een hoge waterstand hoeven golven minder ver op te lopen alvorens over te slaan. De kans van voorkomen op een hoge waterstand is echter wel kleiner. Om de grasbekleding op het binnentalud significant te belasten zijn vaak een combinatie van een hoge waterstand en hoge golven vereist. Deze bij de analyse van de initiële mechanismen te gebruiken hydraulische belasting verschilt per model. Behalve hydraulische belastingen kunnen ook

overige belastingen relevant zijn voor de faalmechanismen.

Hydraulische belasting

Hydraulische belastingen voor dijkerosie bestaan uit:

- Waterstanden:
  - Waterstand gegeven een overschrijdingsfrequentie.
  - Gemiddelde buitenwaterstand en gemiddeld hoog- en laagwater.
  - Belastingduur en waterstandverloop.
- Golven:
  - Golfhoogte gegeven een overschrijdingsfrequentie.
  - Golfcondities per waterstand.

Onderstaande tabel geeft voor de verschillende initiële mechanismen de belangrijkste voor de generieke analyse benodigde hydraulische belastingen weer.

Tabel 1 Initiële mechanismen en hydraulische belastingen.

ZST = Stabiliteit Steenzettingen, AGK = Asfalt Golfklap, ASP = Asfalt S-Profiel, AWO = Asfalt Wateroverdruk, GEBU-oploop = Gras Erosie Buitentalud door golfoploop, GEBU-golfklap = gras erosie buitentalud door golfklap, GABU = Gras Afschuiven Buitentalud, GEKB= Gras Erosie Kruin en Binnentalud)

Belasting	Initieel mechanisme ZST	Initieel mechanisme AGK	Initieel mechanisme ASP	Initieel mechanisme AWO	Initieel mechanisme GEBU-oploop	Initieel mechanisme GEBU-golfklap	Initieel mechanisme GEBU	Initieel mechanisme GABU	Initieel mechanisme GEBK
Waterstand	X	X	X	X	X	X	X	X	
Golfhoogte		X	X		X	X	X	X	
Golfcondities per waterstandsniveau	X	X	X		X	X	X		

Waterstandsverloop	X	X	X	X	X	X

Overige belastingen

De overige belastingen zijn onder meer:

- Beschadiging
- Graverij
- Scheepsgolven
- Neerslag en droogte
- Aanvaring
- IJs

Met de overige belastingen wordt enkel rekening gehouden in bijzondere gevallen. Bijvoorbeeld indien deze significant bijdragen aan de faalkans van de waterkering.

Beschadigingen en graverijen kunnen als uitgangspunt meegenomen worden in de faalkansbeschouwing.

Meerdere uitgangspunten zijn mogelijk. Bij het beschouwen van meerdere uitgangspunten kunnen de aan elk uitgangspunt gekoppelde kans van voorkomen, samen op te tellen tot 1. De kans van voorkomen van een uitgangspunt kan gekoppeld worden aan een onderhoudsinspanning.

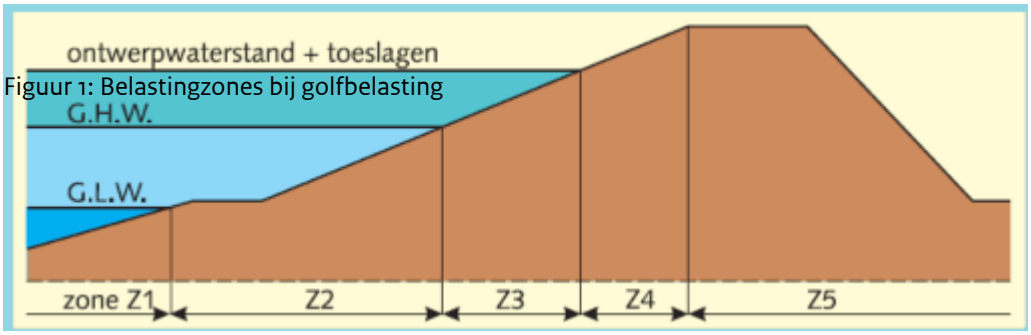
Op basis van een beschouwing van het risicogestuurd beheer en onderhoud kan dan worden vastgesteld welk onderhoud moet worden uitgevoerd om de kering te laten voldoen aan de eisen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Belastingzones voor zee- en estuariadijken

Een waterkering wordt niet overal gelijk belast. Er worden verschillende zones onderscheiden waar verschillende belastingen van toepassing zijn. Het type belasting is belangrijk voor het mogelijke faalmechanisme. Voor zee- en estuariadijken worden bijvoorbeeld de volgende 5 belastingzones onderscheiden (zie Figuur 1):

- zone Z1 bevindt zich voortdurend onder water. De belasting wordt voornamelijk veroorzaakt door golven en stromend water;
- zone Z2 bevindt zich tussen het gemiddeld laag- en gemiddeld hoogwater. De belasting wordt veroorzaakt door dagelijkse golfaanval en door stromend water. Bij een dalende waterstand kan er in geval van een dichte bekleding ook wateroverdruk onder de bekleding ontstaan;
- zone Z3 ligt tussen het gemiddeld hoogwater en de hoogste hoogwaterstand. De belasting wordt veroorzaakt door de grotere golven tijdens een storm. Onder dagelijkse omstandigheden wordt deze zone belast door golfoploop en golfterugloop. Ook in zone Z3 kunnen waterdrukken onder de bekleding optreden;
- zone Z4 ligt boven de hoogste hoogwaterstand. Deze zone wordt onder stormomstandigheden belast door stromend water van op- en neerlopende golven;
- zone Z5 bestaat uit de kruin en het binnentalud. De belasting wordt veroorzaakt door overslaand water. Deze zone kan ook belast worden door luchtdruk.



Figuur 1: Belastingzones bij golfbelasting

•

Versie 1.0: 2 juli 2025

3.1 Waterstanden

Waterstanden voor dijkerosie

Voor de analyse van de initiële mechanismen bij dijkerosie wordt de waterstand gegeven een overschrijdingsfrequentie gebruikt. Ook de gemiddelde buitenwaterstand en gemiddeld hoog- en laagwater worden gebruikt. Dit artikel gaat in op de bepaling van deze waterstanden.

Bepaling waterstand gegeven overschrijdingsfrequentie

De waterstand gegeven een overschrijdingsfrequentie kan worden bepaald met de software Riskeer of Hydra-NL. Voor de berekening zijn geen andere gegevens nodig dan de gewenste overschrijdingsfrequentie. De zo berekende waterstanden zijn gebaseerd op marginale waterstandstatistiek.

Bepaling gemiddelde buitenwaterstand, gemiddeld hoogwater en gemiddeld laagwater

De gemiddelde buitenwaterstand *GWS*, gemiddeld hoogwater *GHW* en gemiddeld laagwater *GLW* kunnen worden afgeleid op basis van meetreeksen. Meetreeksen van de formele meetstations zijn beschikbaar via Waterkwantiteit - Waterinfo Extra.

Voor het afleiden van de waterstanden voor tussengelegen stations kunnen berekeningen worden gemaakt of kan gebruik worden gemaakt van betrekkingslijnen voor de rivieren en voor de kustgebieden en het merengebied van triangulaire interpolatie.

Versie 1.0: 2 juli 2025

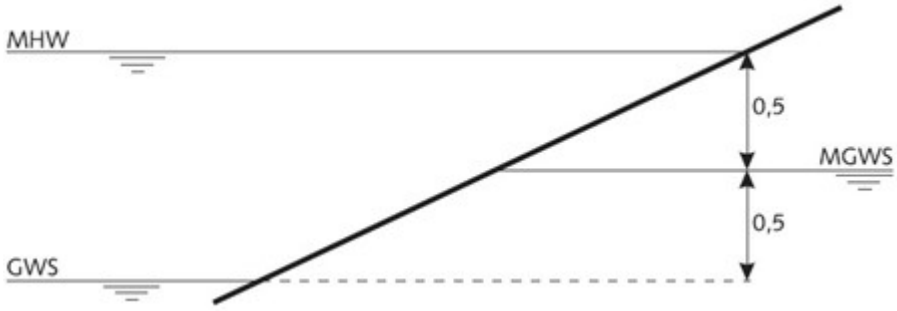
Maatgevende waterstanden voor het beschouwen van opdrijven bij een gesloten bekleding

Als de buitenwaterstand na het optreden van een hoogwater snel daalt, is de grondwaterstand in het dijklichaam niet altijd in staat de buitenwaterstand te volgen. Als er een gesloten dijkbekleding op het buitentalud aanwezig is, ontstaat er een wateroverdruk onder de bekleding. De grootte van de wateroverdruk is onder meer afhankelijk van het waterstandsverloop, de doorlatendheid van het dijklichaam en de ondergrond en de mate waarin het grondwater kan afstromen.

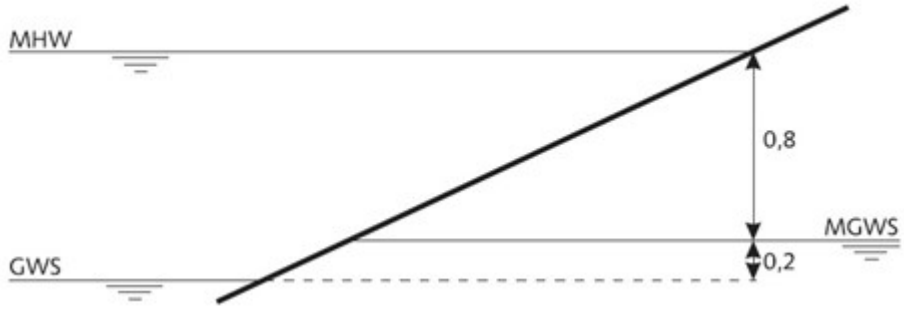
Hoe groter het verschil is tussen de grondwaterstand en de buitenwaterstand, des te groter is de wateroverdruk onder de bekleding. Maatgevend bij dimensioneren op wateroverdrukken is de combinatie van waterstanden waarbij het (verticaal gemeten) verschil tussen de lage buitenwaterstand en de hoge grondwaterstand het grootst is. De buitenwaterstand moet hierbij op

een zekere afstand van de onderkant van de gesloten bekleding liggen. Het niveau van de maatgevende grondwaterstand is voor zee-, rivier- en meerdijken anders, omdat het verloop van het hoogwater bij elk van de dijktypen anders is. Als het dijklichaam uit redelijk homogeen doorlatend zand bestaat, kan een veilige inschatting van de grondwaterstand in het dijklichaam worden gemaakt zoals aangegeven in Figuur 1, Figuur 2 en Figuur 3.
In de figuren is:

- GWS: gemiddelde waterstand. Voor zeedijken is de gemiddelde waterstand bij benadering NAP + om, voor rivierdijken wordt het winterpeil aangehouden en voor meerdijken het winterstreefpeil
- MGWS: maatgevende grondwaterstand
- MHW: maatgevend hoogwater.



Figuur 1 Niveau van de maatgevende grondwaterstand bij zeedijken.



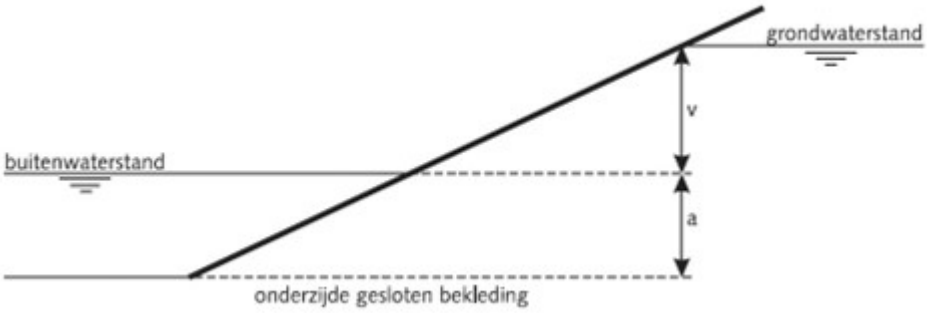
Figuur 2 Niveau van de maatgevende grondwaterstand bij meerdijken.



Figuur 3 Niveau van de maatgevende grondwaterstand bij rivierdijken.

Als de gevonden grondwaterstand onder de onderkant van de gesloten bekleding ligt, zullen er geen wateroverdrukken onder de bekleding optreden en hoeft de bekleding hierop niet te worden gedimensioneerd.

Nu de ligging van de grondwaterstand bekend is, moet de buitenwaterstand worden bepaald die de grootste wateroverdruk onder de bekleding oplevert. Voor het bepalen van deze maatgevende buitenwaterstand wordt de situatie geschematiseerd zoals aangegeven in Figuur 4.
Als de bekleding aansluit op een gesloten teenbescherming of een damwand moet de invloed hiervan worden verdisconteerd.

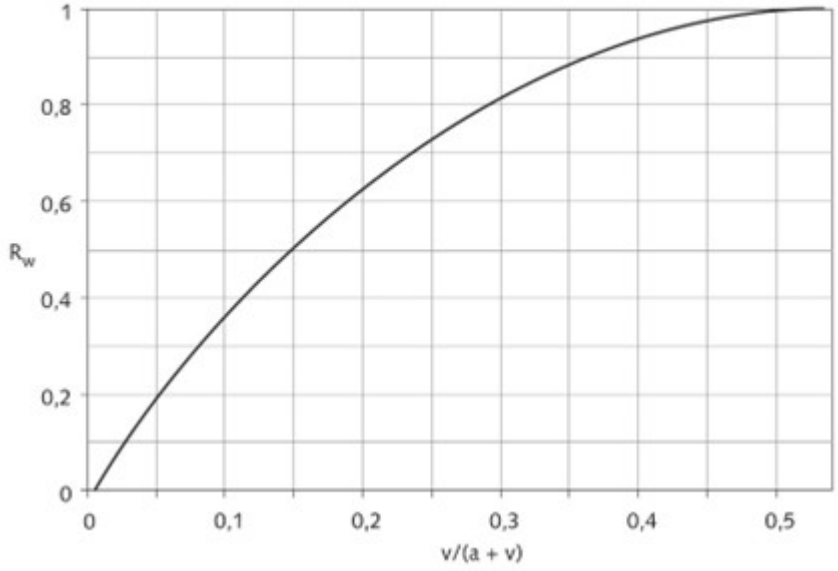


Figuur 4 Relevante parameters voor het bepalen van de maatgevende buitenwaterstand.

In Figuur 4 is:

- a = de verticaal gemeten afstand van de onderkant van de gesloten bekleding tot de maatgevende buitenwaterstand [m]
- v = de verticaal gemeten afstand van de maatgevende buitenwaterstand tot de maatgevende grondwaterstand [m]

Als het dijklichaam en de ondergrond homogeen doorlatend zijn, treedt theoretisch de grootste waterdruk op in de situatie waarbij a = 47% en v = 53% van (a + v). Op dit niveau wordt de maatgevende buitenwaterstand vastgelegd (dit kan bijvoorbeeld door middel van een iteratief proces).



Figuur 5 De reductiefactor R_w.

Als dit niveau lager uitkomt dan de gemiddelde waterstand, dan moet de gemiddelde waterstand als maatgevende buitenwaterstand worden aangehouden. De reden hiervoor is dat het niet waarschijnlijk is dat de buitenwaterstand direct na het optreden van het hoogwater onder het niveau van de gemiddelde waterstand zal komen. In dit geval veranderen de verhoudingen tussen a en v en zal er een kleinere wateroverdruk onder de bekleding optreden. Hiervoor wordt een reductiefactor

(R_w) toegepast op de laagdikte zoals die wordt bepaald in de volgende paragraaf. De reductiefactor R_w wordt bepaald met Figuur 5.
Versie 1.0: 2 juli 2025

3.2 Belastingverloop

Belastingverloop bekledingen

Bij de generieke analyse van de initiële mechanismen waarbij sprake is van schade of bezwijken van een steenzetting, asfaltbekleding en/of grasbekleding wordt gebruik gemaakt van een tijdsafhankelijk verloop van de waterstand en golven: het belastingverloop. Dit belastingverloop is niet voor alle watersystemen en type bekleding hetzelfde. In dit artikel wordt ingegaan op het belastingverloop voor het mechanisme Dijkerosie.

Dijkerosie kruin en binnentalud

Voor het initiële mechanisme erosie van de grasbekleding op de kruin en het binnentalud (GEKB) is gekozen voor een vereenvoudiging van het belastingverloop. Er wordt voor de belasting gedurende extreme condities uitgegaan van een kortdurende piek in de belasting die verondersteld wordt dezelfde belasting van het gras te geven als het werkelijke verloop van de waterstand en golven tijdens een storm. Tijdens de periode waarin deze piekbelasting optreedt, de piekduur, worden de waterstand en golven stationair beschouwd. De piekduur verschilt per watersysteem.

Dijkerosie buitentalud

Om te bepalen wanneer tijdens een storm secties van de op het buitentalud aanwezige dijkbekleding belast worden wordt, kan bij de generieke analyse van het initiële mechanisme een benadering van het werkelijke verloop van de belasting worden gebruikt. Daarbij wordt het verloop van de waterstand beschouwd en worden de afgeleide golfcondities behorende bij de piekwaterstand van het verloop gekoppeld aan dit verloop (zie het artikel Waterstandsverloop voor het mechanisme GEBU). In werkelijkheid is het onwaarschijnlijk dat de golfcondities bij de piekwaterstand voor alle waterstanden in het waterstandsverloop geldig zijn. wordt gesproken over een synthetische, niet natuurlijke, storm. Voor de generieke analyse zijn standaard waterstandsverlopen beschikbaar. Deze verlopen zijn niet voor alle watersystemen en type bekleding hetzelfde.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Waterstandsverloop voor het mechanisme toplaaginstabiliteit van zetsteen (ZST)

Bij de generieke analyse van het initiële mechanisme waarbij de toplaag van zetsteen instabiel wordt door langsstroming (ZTS) kan gebruik gemaakt worden van standaard waterstandsverlopen. Omdat het verloop van de waterstand tijdens een storm verschilt per watersysteem zijn er standaard waterstandsverlopen per watersysteem gedefinieerd. In dit artikel wordt ingegaan op de voor de verschillende watersystemen te gebruiken standaard waterstandsverlopen.

Merk op dat bij de generieke analyse de per waterstand afgeleide golfcondities worden gekoppeld aan het waterstandsverloop.

Type watersysteem bij gebruik van Steentoets

Het *type watersysteem* bepaalt welk waterstandsverloop er binnen Steentoets wordt gehanteerd. De keuze voor het *type watersysteem* zoals dat aan Steentoets wordt opgegeven volgt uit Tabel 1. Bij elk *type watersysteem* hoort een standaard waterstandsverloop, dat door de software locatiespecifiek wordt gemaakt op basis van de ook op te geven waarden voor waterstand bij de norm, gemiddeld laagwater en gemiddeld hoogwater.

Tabel 1 Type watersysteem.

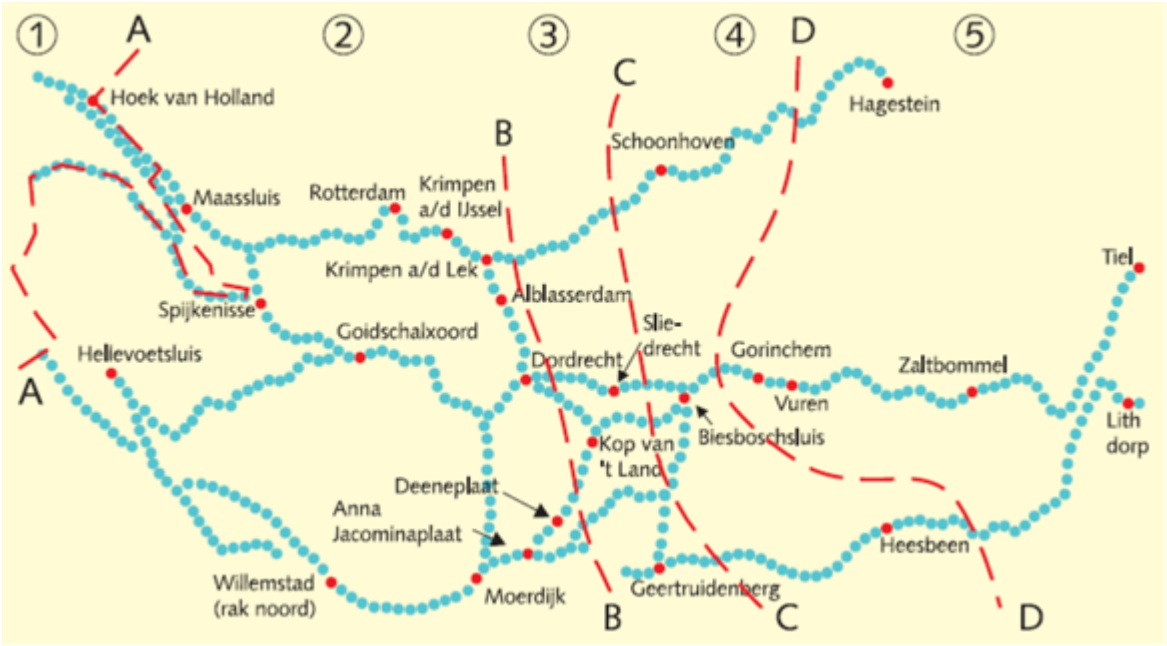
Watersysteem	Keuze in Steentoets
Westerschelde (15)	Westerschelde
Oosterschelde (14)	Oosterschelde
IJsselmeer (7)	IJsselmeer
Markermeer (8)	Markermeer
Veluwerandmeer (19), Grevelingen (20), Volkerak-Zoommeer (21)	Randmeren
Hollandse Kust Noord (11), Midden (12) en Zuid (13)	Noordzee
Waddenzee Oost (9) en West (10)	Waddenzee
Europoort (17), Benedenrivieren (3)	Benedenrivieren dg 1-2
Benedenrivieren (3+4), Hollandsche IJssel (22)	Benedenrivieren dg 3-5
Bovenrivieren 1+2, Limburgse Maas (18)	Bovenrivieren
IJsseldelta (5), Vechtdelta (6)	Anders

Bovenrivieren

Voor het verloop van de waterstand in dit watersysteem wordt aangenomen dat gedurende een periode van 12 uur de waterstand (en de hierbij behorende golfcondities) constant is.

Benedenrivieren of overgangsgebieden

Dit watersysteem kan worden onderverdeeld in vijf deelgebieden, zie Figuur 1. Deelgebieden 1 en 2 van dit watersysteem zijn stormgedomineerd. Voor deelgebieden 3, 4 en 5 geldt dat dat de afvoer dominant is voor bepaling van het waterstandsverloop.



Figuur 1 Deelgebieden watersysteem Benedenrivieren. Deelgebieden 1 en 2 liggen benedenstrooms van lijnen A en B. Bovenstrooms van lijnen B, C en D liggen deelgebieden 3, 4 en 5.

Deelgebieden 1 en 2

Voor deelgebieden 1 en 2 kan de volgende formule gebruikt worden voor het construeren van het waterstandsverloop:

$$h = \max\left(h_{toets} + \frac{R_{tij}}{2}\left(\cos\left(\frac{2\pi t}{12{,}42}\right) - 1\right) - \frac{3{,}97\,|t|}{\frac{t_{storm}}{2}}; -\frac{R_{tij}}{2}\right) \qquad 1$$

Formule voor deelgebieden 1 en 2.

Waarin:

h waterstand ten opzichte van NAP (m)

h_{toets} waterstand met een jaarlijkse overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de bij de generieke analyse gebruikte terugkeertijd (NAP+m)

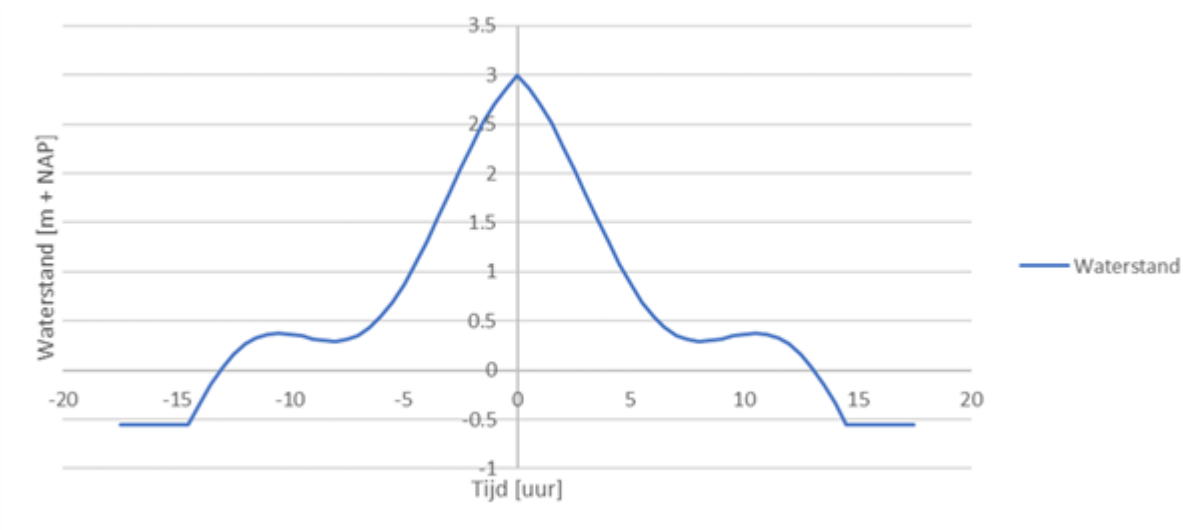
R_{tij} getijrange (m); het verschil tussen gemiddeld hoogwater *GHW* en laagwater *GLW*

t tijd ten opzichte van de top van de opzet (uur)

t_{storm} stormduur (uur)

Het verloop is symmetrisch ten opzichte van het moment t = 0, het moment waarop de bij de beoordeling te hanteren waterstand bereikt wordt. Dit wordt in de formule aangegeven met |*t*|, de absolute waarde van *t*. De stormopzetduur is 35 uur.

In Figuur 2 is een voorbeeld gegeven van het met de formule geconstrueerde belastingverloop. De situatie voor t< 0 is gelijk aan die voor t>0.



Figuur 2 Voorbeeld van een waterstandsverloop voor watersysteem Benedenrivieren (deelgebieden 1-2) voor h_{toets} = NAP +3,0 m, R_{tij} = 1,1 m en t_{storm} = 35 uur.

Deelgebieden 3, 4 en 5

Voor deelgebieden 3, 4 en 5 kan voor de waterstand hetzelfde verloop als voor het watersysteem Bovenrivieren gebruikt worden.

Oosterschelde

Voor de Oosterschelde wordt niet met een waterstandsverloop gerekend, maar wordt voor bepaalde waterstandsintervallen gerekend met een vaste belastingsduur:

- stilwaterlijn < piek waterstand < stilwaterlijn + 1,0 m: stormduur = 5 uur.
- stilwaterlijn + 1,0 m < piek waterstand < stilwaterlijn + 2,0 m: stormduur = 25 uur.
- stilwaterlijn + 2,0 m < piek waterstand < stilwaterlijn + 3,0 m: stormduur = 20 uur.

Westerschelde, Markermeer, Randmeren, Noordzee en Waddenzee en anders

Het waterstandsverloop bestaat voor deze gebieden uit een standaard verloop van de waterstandsopzet en een getijverloop. Het getijverloop is alleen relevant voor de kustwatersystemen. Het standaard verloop voor de opzet van de waterstand bestaat uit vier lineair op elkaar aansluitende takken:

1. Van de GWS aan het begin van de storm tot de maximale opzet minus 0,1 m op twee uur voor het tijdstip halverwege de storm.
2. Van de maximale opzet minus 0,1 m op twee uur voor het tijdstip halverwege de storm tot de maximale opzet op het tijdstip halverwege de storm.
3. Van de maximale opzet op het tijdstip halverwege de storm tot de maximale opzet minus 0,1 m op twee uur ná het tijdstip halverwege de storm.
4. Van de maximale opzet minus 0,1 m op twee uur ná het tijdstip halverwege de storm tot de GWS aan het eind van de storm.

Voor de watersystemen waar er sprake is van getij wordt het getijverloop hierop gesuperponeerd zodanig dat de piek van het getij samenvalt met de maximale opzet en daarmee overeenkomt met voor de generieke analyse te gebruiken waterstand.

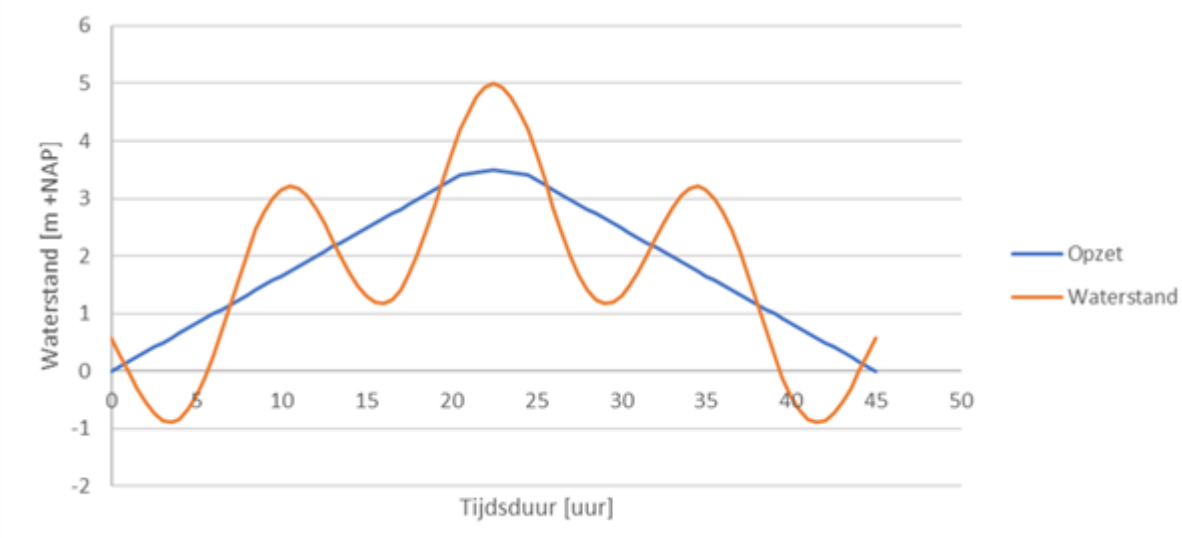
Het getijverloop wordt beschreven met de gemiddelde getijamplitude GGA (=0,5(GHW-GLW).

Voor watersystemen zonder getij is het waterstandsverloop gelijk aan het opzetverloop.

De stormopzetduur ten opzichte van NAP die hoort bij het opzetverloop voor de Waddenzee is 45 uur.

Voor de overige watersystemen geldt een stormopzetduur van 35 uur.

In Figuur 3 is een voorbeeld gegeven van een waterstandsverloop voor watersysteem Waddenzee.



Figuur 3 Voorbeeld van een waterstandsverloop voor watersysteem Waddenzee met getij voor h = NAP +5 m, GWS = NAP 0 m, GGA = 3,0 m en t_{storm} = 45 uur.

Watersystemen met meerpeildominantie

Voor een watersystemen waar sprake is van meerpeildominantie is het standaard waterstandsverloop mogelijk niet realistisch. Voor deze gebieden dient Steentoets de ingevoerde set met golfcondities anders te interpreteren. Voor gebieden waarbij de trage stochast dominant is en er sprake is een afnemende golfhoogte bij toenemende waterstand, wordt voorgesteld om twee berekeningen met Steentoets te maken en de resultaten te vergelijken.

Voor de eerste berekening wordt de normale werkwijze gehanteerd voor het uitvoeren van een analyse van de belasting en sterkte met Steentoets.

Bij de tweede berekening met Steentoets wordt een analyse van de belasting en sterkte uitgevoerd door in het werkblad 'Toetsgolven':

- de 'waterstand bij de norm' gelijk te stellen aan één van de waterstanden in de tabel met golfcondities, de waterstand h_i;
- voor het meerpeil te rekenen met het meerpeil behorende bij h_i [1] ; en
- voor elk waterstand in de tabel met golfcondities de golfcondities bij h_i in te voeren (gedurende de hele storm zullen de golfcondities dus constant zijn).

Met deze aangepaste werkwijze wordt voor alle waterstanden waarvoor golfcondities zijn bepaald een analyse van de belasting en sterkte uitgevoerd. De waterstand met de laagste stabiliteit (kleinste dikte-overschot) is maatgevend.

Het dikte-overschot, bepaald met de normale en aangepaste werkwijze, wordt vervolgens met elkaar vergeleken. Wanneer het maatgevende dikte-overschot dat berekend is met de aangepaste werkwijze leidt tot een andere score, kan worden geconcludeerd dat het door Steentoets gehanteerde verloop

van invloed is op het oordeel van de betreffende steenzetting. In dat geval dient expertkennis aangewend te worden om na te gaan hoe tot een oordeel over betreffende steenzetting te komen. De in Steentoets geïmplementeerde stormopzetduren ten opzichte van NAP zijn de stormopzetduren van de hydraulische randvoorwaarden uit 2006, de HR2006.

Verder wordt opgemerkt dat in Steentoets de voor het watersysteem Oosterschelde te hanteren belastingduur afhankelijk is van de waterstand. Dit wijkt af van het waterstandsverloop dat gebruikt wordt bij gras- als asfaltbekledingen.

[1] Als de golfcondities zijn bepaald met Hydra-NL volgt het meerpeil uit het hoofdillustratiepunt behorende bij de voor de betreffende waterstand bepaalde golfcondities. Wanneer de golfcondities met Riskeer zijn bepaald dient een schatting van het meerpeil gemaakt te worden.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Waterstandsverloop voor het mechanisme bezwijken van de asfaltbekleding (AGK en ASP)

Bij de generieke analyse van de initiële mechanismen bezwijken van de asfaltbekleding ten gevolge van golfklappen (AGK) en het bezwijken asfaltbekleding door het ontstaan van een S-profiel (ASP) kan gebruik gemaakt worden van standaard waterstandsverlopen. Omdat de opzet van de waterstand tijdens een storm verschilt per watersysteem, verschillen de waterstandsverlopen.

In dit artikel wordt ingegaan op de mogelijke voor de verschillende watersystemen te gebruiken standaard waterstandsverlopen. Merk op dat bij de generieke analyse de per waterstand afgeleide golfcondities worden gekoppeld aan het waterstandsverloop.

Bovenrivieren

Voor dit watersysteem is geen standaard waterstandsverloop beschikbaar.

Benedenrivieren of overgangsgebieden

Voor dit watersysteem is geen standaard waterstandsverloop beschikbaar.

Oosterschelde

Voor dit watersysteem wordt voorgesteld om bij de generieke analyse twee op het sluitregime van de Oosterscheldekering gebaseerde waterstandsverlopen te gebruiken. Het verloop dat met de analyse resulteert in de kleinste veiligheidsfactor, kan als maatgevend worden beschouwd. Beide verlopen bevatten periodes waarvoor gedurende een bepaalde duur de opzet van de waterstand ten opzichte van de gemiddelde buitenwaterstand *GWS* constant is. De verlopen zijn als volgt:

Tabel 1 Waterstandsverloop 1 (standaard sluiting).

Waterstand [m+NAP]	Stormduur [uur]
GWS + 1 m	10
GWS + 2 m	25

Tabel 2 Waterstandsverloop 2 (noodsluiting).

Waterstand [m+NAP]	Stormduur [uur]
GWS + 3,5 m	5
GWS + 1 m	20
GWS + 2 m	10

Merk op dat het waterstandsverloop van de standaard sluiting is geïmplementeerd in de software BM – Asfalt Golfklap.

IJsselmeer, Markermeer, Randmeren, Westerschelde, Noordzee, Waddenzee en 'anders'

Het waterstandsverloop bestaat voor deze gebieden uit een standaardverloop van de waterstandsopzet en een getijverloop. Het getijverloop is alleen relevant voor de kustwatersystemen. Het standaard verloop bestaat uit vier lineair op elkaar aansluitende takken:

1. Van *GWS* aan het begin van de storm tot de maximale opzet minus 0,1 m op twee uur voor het tijdstip halverwege de storm.
2. Van de maximale opzet minus 0,1 m op twee uur voor het tijdstip halverwege de storm tot de maximale opzet op het tijdstip halverwege de storm.
3. Van de maximale opzet op het tijdstip halverwege de storm tot de maximale opzet minus 0,1 m op twee uur ná het tijdstip halverwege de storm.
4. Van de maximale opzet minus 0,1 m op twee uur ná het tijdstip halverwege de storm tot de *GWS* aan het eind van de storm.

Voor de watersystemen waar er sprake is van getij wordt het getijverloop hierop gesuperponeerd, zodanig dat de piek van het getij samenvalt met de maximale opzet en daarmee overeenkomt met voor de generieke analyse te gebruiken waterstand.

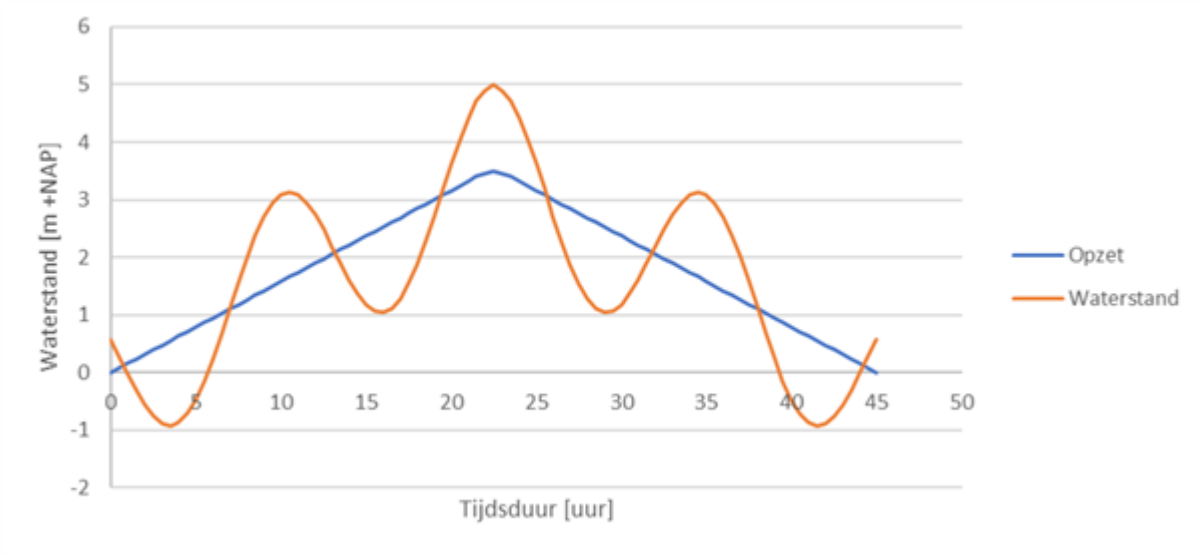
Het getijverloop wordt beschreven met de gemiddelde getijamplitude GGA (=0,5(GHW-GLW).

Voor watersystemen zonder getij is het waterstandsverloop gelijk aan het opzetverloop.

De stormopzetduur ten opzichte van NAP die hoort bij het opzetverloop voor de Waddenzee is 45 uur.

Voor de overige watersystemen geldt een stormopzetduur van 35 uur.

In Figuur 1 is een voorbeeld gegeven van een waterstandsverloop voor watersysteem Waddenzee.



Figuur 1 Voorbeeld van een waterstandsverloop voor watersysteem Waddenzee met getij voor *h* = NAP +5 m, *GWS* = NAP 0 m, *GGA* = 3,0 m en t_{storm} = 45 uur.

Merk op dat de waterstandsverlopen van deze watersystemen zijn geïmplementeerd in de software BM – Asfalt Golfklap.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Waterstandsverloop voor het mechanisme erosie van de grasbekleding op het buitentalud (GEBU oploop en golfklap)

Bij de generieke analyse van het initiële mechanisme erosie van de grasbekleding op het buitentalud (GEBU) kan gebruik gemaakt worden van standaard waterstandsverlopen. Omdat de opzet van de waterstand tijdens een storm verschilt per watersysteem verschillende standaard waterstandsverlopen per watersysteem. In dit artikel wordt ingegaan op de mogelijke voor de verschillende watersystemen te gebruiken standaard waterstandsverlopen.

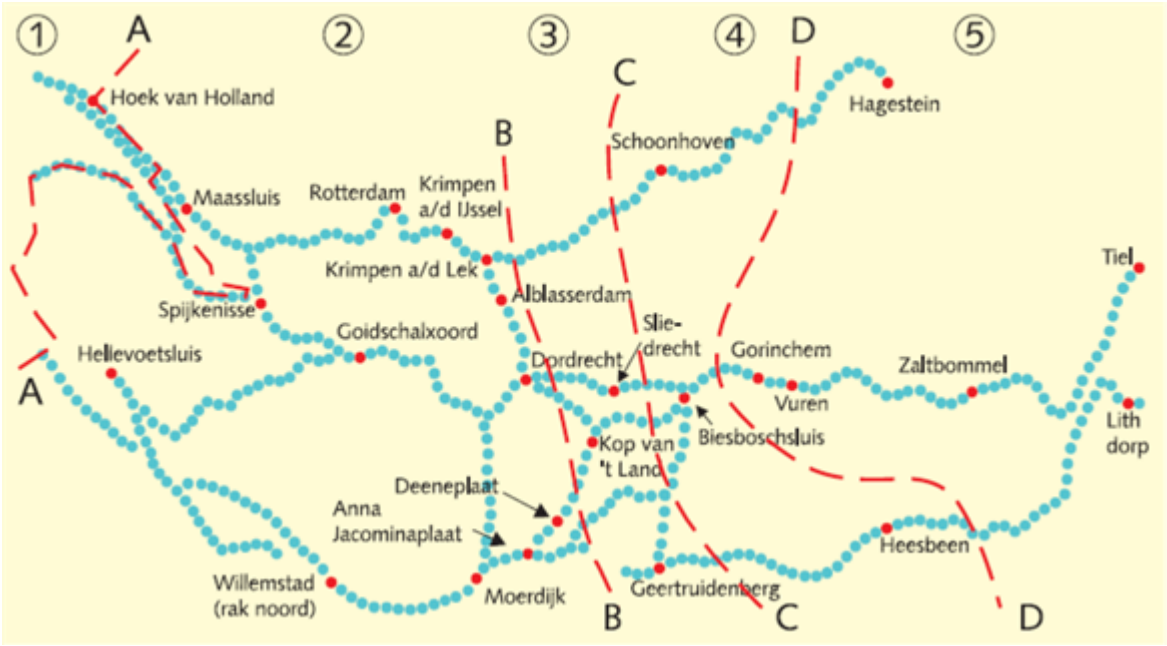
Merk opdat bij de generieke analyse de per waterstand afgeleide golfcondities worden gekoppeld aan het waterstandsverloop.

Bovenrivieren

Voor het verloop van de waterstand in het watersysteem Bovenrivieren wordt aangenomen dat gedurende een periode van 12 uur de waterstand (en de hierbij behorende golfcondities) constant is. Doordat er bij elke golfconditie iedere 12 uur een stagnant peil wordt aangehouden, is de waterstand met de hoogste golfhoogte in de zone waar daadwerkelijk een grasbekleding ligt maatgevend, gegeven dat de sterkte van de grasbekleding niet varieert als functie van de waterstand.

Benedenrivieren of Overgangsgebieden

Dit watersysteem kan worden onderverdeeld in vijf deelgebieden, zie Figuur 1. Deelgebieden 1 en 2 van dit watersysteem zijn stormgedomineerd. Voor deelgebieden 3, 4 en 5 geldt dat dat de afvoer dominant is.



Figuur 1 Deelgebieden watersysteem Benedenrivieren [22]. Deelgebieden 1 en 2 liggen benedenstrooms van lijnen A en B. Bovenstrooms van lijnen B, C en D liggen deelgebieden 3, 4 en 5.

Deelgebieden 1 en 2

Voor deelgebieden 1 en 2 kan de volgende formule gebruikt worden voor het construeren van het waterstandsverloop:

$$h = \max\left(h_{toets} + \frac{R_{tij}}{2}\left(\cos\left(\frac{2\pi t}{12{,}42}\right) - 1\right) - \frac{3{,}97\,|t|}{\frac{t_{storm}}{2}}; -\frac{R_{tij}}{2}\right) \qquad 1$$

Formule voor waterstandsverloop deelgebieden 1 en 2.

Waarin:

h waterstand ten opzichte van NAP (m)

h_{toets} waterstand met een jaarlijkse overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de bij de generieke analyse gebruikte terugkeertijd (NAP+m)

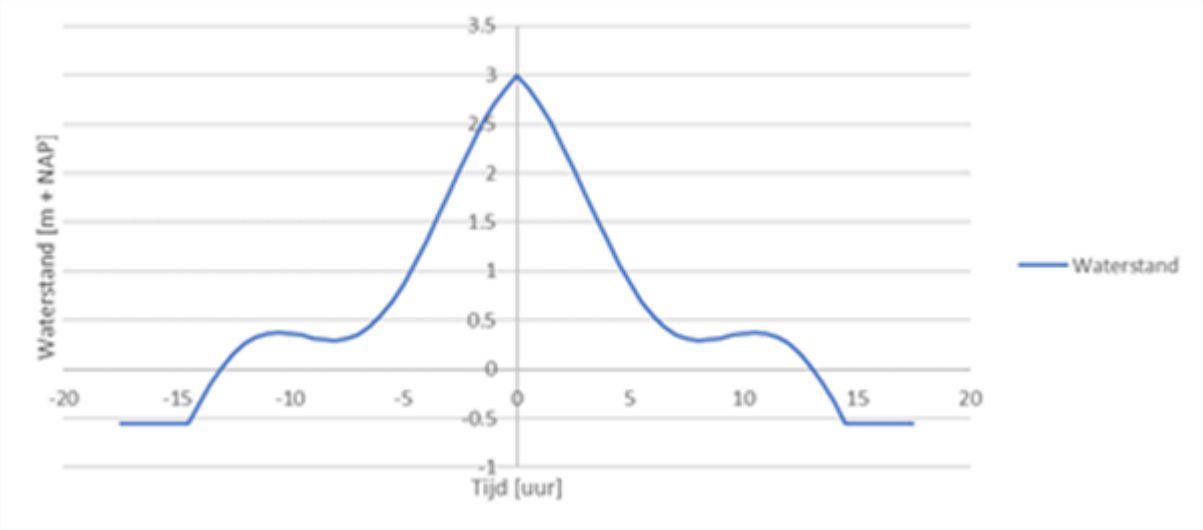
R_{tij} getijrange (m); het verschil tussen gemiddeld hoogwater *GHW* en laagwater *GLW*

t tijd ten opzichte van de top van de opzet (uur)

t_{storm} stormduur (uur)

Het verloop is symmetrisch ten opzichte van het moment t = 0, het moment waarop de bij de beoordeling te hanteren waterstand bereikt wordt. Dit wordt in de formule aangegeven met |t|, de absolute waarde van *t*. De stormopzetduur is 35 uur.

In Figuur 2 is een voorbeeld gegeven van het met de formule geconstrueerde belastingverloop. De situatie voor t< 0 is gelijk aan die voor t>0.



Figuur 2 Voorbeeld van een waterstandsverloop voor watersysteem Benedenrivieren (deelgebieden 1-2) voor h_{toets} = NAP +3,0 m, R_{tij} = 1,1 m en t_{storm} = 35 uur.

Deelgebieden 3, 4 en 5

Voor deelgebieden 3, 4 en 5 kan voor de waterstand hetzelfde verloop als voor het watersysteem Bovenrivieren gebruikt worden.

Oosterschelde

Voor dit watersysteem wordt voorgesteld om bij de generieke analyse twee op het sluitregime van de Oosterscheldekering gebaseerde waterstandsverlopen te gebruiken. Het verloop dat met de analyse resulteert in de kleinste veiligheidsfactor leidt kan als maatgevend worden beschouwd. Beide verlopen bevatten periodes waarvoor gedurende een bepaalde duur de opzet van de waterstand ten opzichte van de gemiddelde buitenwaterstand GWS constant is. De verlopen zijn als volgt:

Tabel 1 Waterstandsverloop 1 (standaard sluiting).

Waterstand [m+NAP]	Stormduur [uur]
GWS + 1 m	10
GWS + 2 m	25

Tabel 2 Waterstandsverloop 2 (noodsluiting).

Waterstand [m+NAP]	Stormduur [uur]
GWS + 3,5 m	5
GWS + 1 m	20
GWS + 2 m	10

IJsselmeer, Markermeer, Randmeren, Westerschelde, Noordzee en Waddenzee en 'anders'

Met ‘anders’ worden andere gebieden bedoeld zoals bijvoorbeeld de Vecht-IJssel Delta. Het waterstandsverloop bestaat voor deze gebieden uit een standaard verloop van de waterstandsopzet en een getijverloop. Het getijverloop is alleen relevant voor de kustwatersystemen. Het standaard verloop voor de opzet van de waterstand bestaat uit vier lineair op elkaar aansluitende takken:

1. Van de GWS aan het begin van de storm tot de maximale opzet minus 0,1 m op twee uur voor het tijdstip halverwege de storm.
2. Van de maximale opzet minus 0,1 m op twee uur voor het tijdstip halverwege de storm tot de maximale opzet op het tijdstip halverwege de storm.
3. Van de maximale opzet op het tijdstip halverwege de storm tot de maximale opzet minus 0,1 m op twee uur ná het tijdstip halverwege de storm.
4. Van de maximale opzet minus 0,1 m op twee uur ná het tijdstip halverwege de storm tot de GWS aan het eind van de storm.

Voor de watersystemen waar er sprake is van getij wordt het getijverloop hierop gesuperponeerd, zodanig dat de piek van het getij samenvalt met de maximale opzet en daarmee overeenkomt met voor de generieke analyse te gebruiken waterstand.

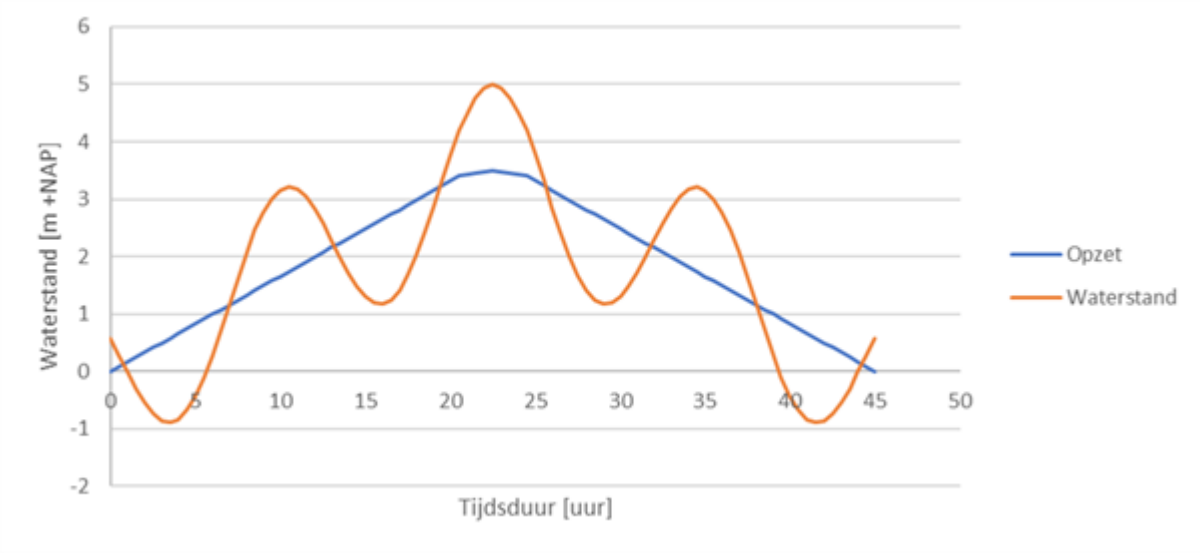
Het getijverloop wordt beschreven met de gemiddelde getijamplitude GGA (=0,5(GHW-GLW).

Voor watersystemen zonder getij is het waterstandsverloop gelijk aan het opzetverloop.

De stormopzetduur ten opzichte van NAP, die hoort bij het opzetverloop voor de Waddenzee is 45 uur.

Voor de overige watersystemen geldt een stormopzetduur van 35 uur.

In Figuur 3 is een voorbeeld gegeven van een waterstandsverloop voor watersysteem Waddenzee, waarbij is gerekend met een piekduur van 4 uur.



Figuur 3 Voorbeeld van een waterstandsverloop voor watersysteem Waddenzee met getij voor *h* = NAP +5 m, *GWS* = NAP 0 m, *GGA* = 3,0 m en t_{storm} = 45 uur.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Belastingduur voor het mechanisme erosie van de grasbekleding op de kruin en het binnentalud (GEKB)

Bij de generieke analyse van het initiële mechanisme erosie van de grasbekleding op de kruin en het binnentalud (GEKB) wordt de periode waarin de piekbelasting optreedt, de belastingduur, representatief gesteld voor de duur dat de grasbekleding tijdens een storm belast wordt.

In dit artikel wordt ingegaan op de voor de verschillende watersystemen te gebruiken belastingduur.

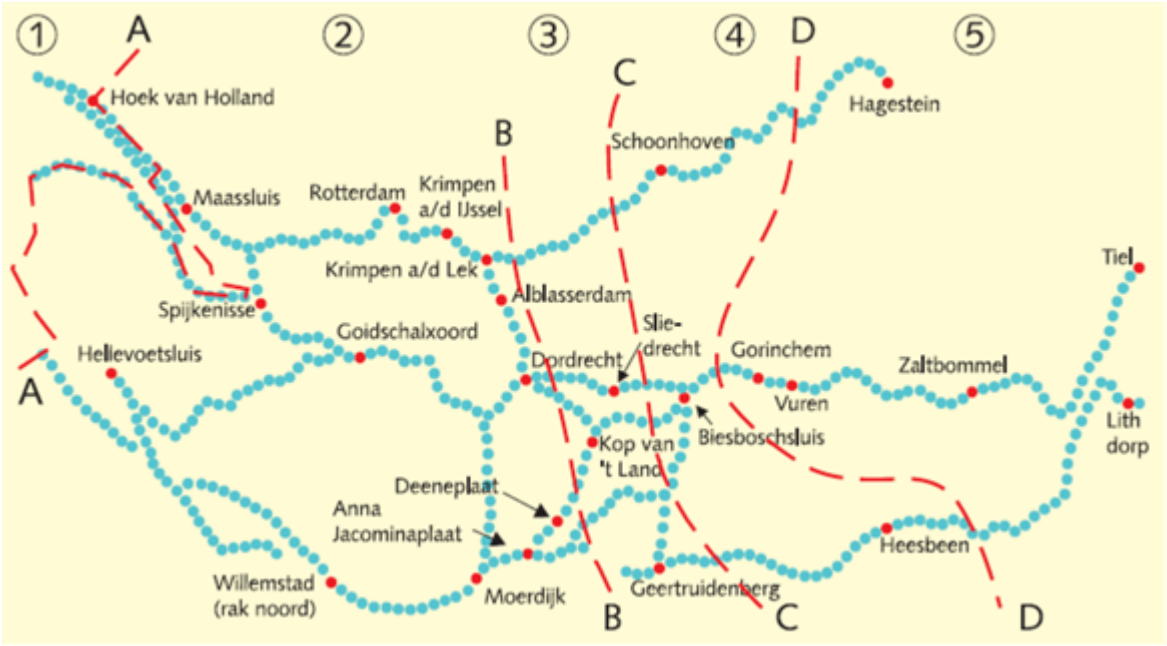
Merk op dat de belastingduur geldig is voor maatgevende situaties die worden gedomineerd door golfoverslag. Totdat er per watersysteem een betere onderbouwing beschikbaar is, kan de belastingduur voor golfoverslag ook worden gebruikt voor overloop. In die gevallen waarin overloop het dominante mechanisme is kan met experts een nadere analyse worden uitgevoerd naar een representatieve belastingduur.

Bovenrivieren

Voor het watersysteem Bovenrivieren kan een belastingduur van 5 uur worden gebruikt.

Benedenrivieren

Het watersysteem Benedenrivieren of Overgangsgebieden kan worden onderverdeeld in vijf deelgebieden, zie Figuur 1. Deelgebieden 1 en 2 van dit watersysteem zijn stormgedomineerd. Voor deelgebieden 3, 4 en 5 geldt dat dat de afvoer dominant is.



Figuur 1 Deelgebieden watersysteem Benedenrivieren. Deelgebieden 1 en 2 liggen benedenstrooms van lijnen A en B. Bovenstrooms van lijnen B, C en D liggen deelgebieden 3, 4 en 5.

Deelgebieden 1 en 2

Voor deelgebieden 1 en 2 van dit watersysteem kan een belastingduur van 3 uur worden gebruikt.

Merk op dat voor deze piekduur (nog) geen kansverdeling van het kritiek overslagdebiet beschikbaar is (zie artikel Model GEKB). Wanneer voor de generieke analyse de kansverdelingen van het kritiek overslagdebiet worden gebruikt wordt voorgesteld om de faalkans voor de piekbelasting met een periode van zowel 2 als 5 uur te bepalen. De faalkans voor een belastingduur van 3 uur kan dan worden gevonden door lineair te interpoleren:

Formule voor een faalkans voor een belastingduur van 3 uur.

$$P_{f;3\ uur} = \Phi\left(\beta_{2\ uur} + \frac{\beta_{5\ uur} - \beta_{2\ uur}}{3}\right) \qquad 1$$

Waarin:

$P_{f;x\ uur}$ = Faalkans bij een overslagduur van x uur

$\beta_{x\ uur} = \Phi^{-1}(P_{f;x\ uur})$

Deelgebieden 3, 4 en 5

Voor deelgebieden 3, 4 en 5 van watersysteem Benedenrivieren kan een belastingduur van 5 uur worden gebruikt.

Oosterschelde

Voor het watersysteem Oosterschelde kan een belastingduur van 3 uur worden gebruikt.

Merk op dat voor deze piekduur (nog) geen kansverdeling van het kritiek overslagdebiet beschikbaar is (zie artikel Model GEKB). Wanneer voor de generieke analyse de kansverdeling van het kritieke overslagdebiet worden gebruikt, wordt voorgesteld om de faalkans voor een belastingduur van 3 uur op eenzelfde wijze te bepalen zoals beschreven bij deelgebieden 1 en 2 van watersysteem Benedenrivieren.

Westerschelde, Markermeer, Randmeren, Noordzee en Waddenzee

Voor de watersystemen van het watersysteemtype Kust en stormgedomineerde delen van het watersysteemtype Meren kan een belastingduur van 3 uur worden gebruikt.

Merk op dat voor deze piekbelasting (nog) geen kansverdeling van het kritiek overslagdebiet (zie artikel Model GEKB) beschikbaar is. Wanneer voor de generieke analyse de kansverdeling van het kritieke overslagdebiet worden gebruikt, wordt voorgesteld om de faalkans voor een belastingduur van 3 uur op eenzelfde wijze te bepalen zoals beschreven bij deelgebieden 1 en 2 van watersysteem Benedenrivieren

Voor meerpeilgedomineerde delen van het watersysteemtype Meren is geen representatieve periode voor de piekbelasting vastgesteld.

Versie 1.0: 2 juli 2025

3.3 Golven

Bepaling van de golfhoogte gegeven een overschrijdingsfrequentie

Voor de analyse van de initiële mechanismen waarbij door een hydraulische belasting (waterstand, golfbelasting en/of stroming) schade ontstaat aan de dijkbekleding ofwel bestaande schade aan dezelfde bekleding vergroot, wordt de golfhoogte gegeven een overschrijdingsfrequentie gebruikt. Dit artikel gaat in op de bepaling van deze golfhoogte.

Bepaling golfhoogte gegeven overschrijdingsfrequentie

De golfhoogte gegeven een overschrijdingsfrequentie kan worden bepaald met de software Riskeer of Hydra-NL. Voor de berekening zijn geen andere gegevens nodig dan gewenste overschrijdingsfrequentie.

De berekende golfhoogten zijn gebaseerd op marginale golfstatistiek. Er wordt geen rekening gehouden met het al dan niet aanwezig zijn van correlatie met de waterstanden. Voor de bovenrivieren waar geen correlatie is tussen door wind gegenereerde golven en de door rivierafvoer bepaalde waterstand is deze benadering conservatief. Daarnaast wordt ook de golfrichting (ten opzichte van de dijknormaal) en de golfhoogtereducerende werking van een voorland en/of dam(men) niet beschouwd. Ook dit is een conservatieve benadering.

Opgemerkt wordt dat sommige modellen de golfhoogteparameter H_{m0} gebruiken en andere modellen de parameter H_s. In de praktijk worden beide parameters vaak aan elkaar gelijkgesteld.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Golfcondities per waterstandsniveau

Voor de analyse van initiële mechanismen bij dijkerosie worden de golfcondities (golfhoogte, -periode en –richting) gebruikt. Deze golfcondities worden gegeven de overschrijdingsfrequentie voor verschillende waterstandsniveaus bepaald. Samen met het waterstandsverloop vormen deze golfcondities het belastingverloop.

Bepaling golfcondities per waterstandsniveau

Bij het bepalen van de golfcondities per waterstandsniveau is de waterstand geen stochast, maar een vaste waarde. Per waterstandsniveau wordt een belasting bepaald die gebaseerd is op de gecombineerde kans van voorkomen van de waterstand en de golfcondities. De waterstand en golfcondities zijn gecorreleerd en dragen beide bij aan het falen van de dijkbekleding.

Bovenstaande methode is uitgewerkt in de software Riskeer en Hydra-NL door middel van de

zogeheten Q-variant. Het resultaat van deze berekening is de golfbelasting 'S', die wordt uitgedrukt met de volgende formule:

$$S = H_s^{a_Q} T_p^{b_Q} \cos(\beta)^{c_Q}$$

Hierbij zijn de parameters a_Q, b_Q en c_Q afhankelijk van de gevoeligheid van het bekledingtype voor respectievelijk de significante golfhoogte, de piekperiode en de hoek van golfinval. Voor deze parameters zijn standaardwaarden opgenomen in de software Riskeer en Hydra-NL.

Merk op dat in de berekening van de golfbelasting geen rekening wordt gehouden met de geometrie van het dijkprofiel. De waarde S wordt gebruikt om de maatgevende combinatie van golfhoogte, periode en richting te bepalen met een beperkte rekentijd. De afzonderlijke waardes van deze parameters worden echter gebruikt in de berekeningen.

Bij de bepaling van de golfcondities per waterstandsniveau kan de invloed van een eventueel aanwezig voorland en/of dam worden meegenomen. Een voorland en/of dam kan leiden tot een reductie van de golfhoogte aan de dijkteen en daarmee tot een lagere golfbelasting. Het voorland is met name belangrijk voor de lagere waterstand, vanwege de geringere waterdiepte en daarmee grotere reductie in golfhoogte.

Voor de bepaling van de golfcondities per waterstandsniveau is het bereik van waterstanden van belang. Deze is opgebouwd uit:

- Bovengrens waterstand. De bovengrens waterstand wordt automatisch bepaald door de waterstand bij de terugkeertijd. Deze is gebaseerd op de marginale statistiek van de waterstand.
- Bovengrens bekleding. De bovengrens van de bekleding of de hoogte van de dijk. Wanneer de bovengrens van de bekleding lager ligt dan de bovengrens van de waterstand, dan wordt deze toegepast bij het bepalen van het bereik.
- Ondergrens bekleding. De ondergrens van de bekleding of de dijkteen. Wanneer de ondergrens van de bekleding hoger ligt dan de ondergrens van de waterstand, dan wordt deze toegepast bij het bepaling van het bereik.
- Ondergrens waterstand. De ondergrens waterstand kan gelijk worden gesteld aan de waterstand bij een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan 1/10 per jaar.
- Stapgrootte. Een waarde gelijk aan 0,5 m, 1,0 m of 2,0 m. Overweging voor de keuze van de waarde is onder meer rekentijd van het model en diepte van de analyse. Voor nader analyse van een dominant faalpad zal een waarde van 0,5 m meer passend zijn.

Specifieke waarden parameters golfbelasting

Steenzetting

Voor de standaardwaarden van parameters a, b en c wordt bij een steenzetting onderscheid gemaakt tussen een toplaag bestaande uit zuilen en blokken, zie Tabel 1.

Tabel 1 Standaardwaarden parameters a_Q, b_Q en c_Q voor een steenzetting van zowel zuilen als blokken.

parameter	zuilen	blokken

a_Q	1,00	1,00
b_Q	0,40	1,00
c_Q	0,80	1,00

Asfaltbekleding

Tabel 2 geeft de standaardwaarden van parameters a_Q, b_Q en c_Q voor een asfaltbekleding. Voor het bezwijken van asfaltbekleding ten gevolge van golfklappen (AGK) wordt de snelheid van schade-ontwikkeling bepaald door de drukpuls die de golven genereren op de bekleding. De hoogte van deze drukpuls is een functie van de hoek van golfinval. Voor loodrecht invallende golven is deze drukpuls maximaal, maar deze neemt af naarmate de golven schuiner invallen.

Het model Asfalt Golfklap (AGK) (houdt niet automatisch rekening met de invloed van schuin invallende golven. Gebruikers kunnen dit alsnog wel doen door de volgende invloedsfactor voor schuine golfinval f_β te bepalen:

$$f_\beta = \max(0{,}35; (\cos\beta_{kw})^{0{,}67}), \qquad \text{voor} -90^o < \beta_{kw} < 90^o$$

Met: β_{kw} = de hoek van inval van de golven (°).

Door de golfhoogte van schuin invallende golven te vermenigvuldigen met de factor f_β kan deze vertaald worden naar een equivalente golfhoogte voor loodrecht invallende golven welke gebruikt kan worden in het AGK-model. Het is daarnaast nodig de golfperiode van schuin invallende golven te vermenigvuldigen met $\sqrt{f_\beta}$ om ervoor te zorgen dat de golfsteilheid niet verandert. Indien gerekend wordt met de factor f_β, is het vanuit consistentie ook van belang dat deze ook wordt meegenomen in de Q-variant.

Tabel 2 bevat de waarden voor gebruik in de Q-variant voor wanneer wel en niet rekening wordt gehouden met de factor f_β .

Voor het mechanisme bezwijken asfaltbekleding door het ontstaan van een S-profiel (ASP) is nog onbekend wat deze factor moet zijn omdat het ASP-model gevoelig is voor stijghoogteverschillen en niet voor golfklappen. Om die reden wordt aanbevolen geen rekening te houden met de hoek van golfinval en de invloedsfactor voor schuine golfinval voor het ASP-mechanisme niet mee te nemen, of op 1 te zetten.

Tabel 2 Standaardwaarden parameters a_Q, b_Q en c_Q voor een asfaltbekleding.

parameter	asfaltbekleding (AGK en ASP)	Asfaltbekleding (AGK met invloed van hoek van golfinval β_{kw})
a_Q	1,00	1,00

b_Q	0,00	0,00
c_Q	0,00	0,67

Grasbekleding

Voor de standaardwaarden van parameters a_Q, b_Q en c_Q wordt bij een grasbekleding onderscheid gemaakt tussen een bekleding in de golfklapzone en de golfoploopzone, zie Tabel 3.

Tabel 3 Standaardwaarden parameters a_Q, b_Q en c_Q voor een grasbekleding in zowel de golfklap- als golfoploopzone.

parameter	golfklapzone	golfoploopzone
a_Q	1,00	1,00
b_Q	0,67	1,70
c_Q	0,67	0,30

Specifiek voor grasbekledingen in de golfoploopzone moet de ondergrens van de bekleding gelijk zijn aan de ondergrens van de waterstand. De reden hiervoor is dat golven bij lagere waterstanden kunnen leiden tot golfoploopbelastingen op de hoger gelegen grasbekleding.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Golfoverslag en overloop - definities

Bij overlopen is de waterstand hoger dan de dijk. Bij golfoverslag is de waterstand lager dan de dijk en slaan golven over de dijk.

Golfoverslag wordt gegeven als een gemiddeld debiet per strekkende meter breedte, q, bijvoorbeeld in l/s per m. De golfoverslag wordt berekend ten opzichte van de hoogte van de buitenkruinlijn en er wordt van uitgegaan dat deze overslag ook de achterkant van de kruin en het binnentalud bereikt. In werkelijkheid gaat er bij golfoverslag niet een constant debiet over de kruin van een waterkering. De hoogste golven zullen in korte tijd, korter dan een golfperiode, een grote hoeveelheid water over de kruin laten lopen. Lagere golven zullen helemaal geen overslag geven.

Voor Nederlandse zee- en meerdijken geldt dat overlopen van deze dijken, die tot de primaire waterkeringen behoren, niet mogelijk is, tenzij ontwerp- of toetswaterstanden enorm worden overschreden. Overlopen is dan ook een hydraulische belasting die niet hoeft te worden beschouwd. Zee- en meerdijken zijn, vanwege golfoploop, zo ontworpen dat er een groot hoogteverschil zit tussen de maatgevende waterstand en de kruin. Bij een superstorm, of nog veel erger, zal de waterstand dan ook nooit de kruin bereiken.

Ook bij rivieren is overlopen in Nederland vrijwel onmogelijk, omdat er rekening wordt gehouden met een waakhoogte van 0,5 m of een vrije kruinhoogte van meer dan 0,5 m als dat nodig is in verband met golfoploop en het toelaatbare overslagdebiet. Alleen bij een extreme overbelasting kan overlopen optreden. Uitzondering hierop vormen de Maaskaden die worden gedimensioneerd op overlopen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

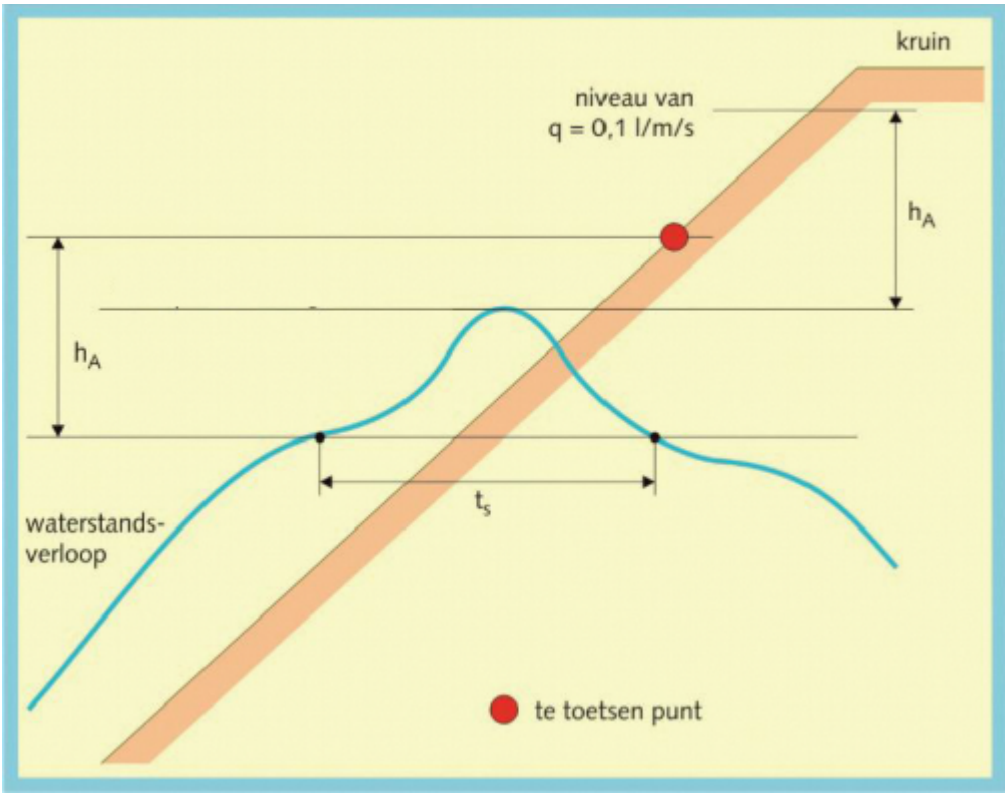
Golfoploop

De parameters die de belasting karakteriseren in de golfoploopzone zijn: de rekenwaarde v_r van de stroomsnelheid tijdens een golfperiode, de taludhelling α_o (waarbij de o staat voor 'oploop'), het waterstandverloop tijdens de maatgevende storm, inclusief getij, en de belastingduur.

Net als voor de golfklapbelasting geldt dat de maatgevende hydraulische randvoorwaarde voor de toetsing van de grasbekleding op golfoploop kan worden bepaald met de HYDRA- rekenmodellen. Uit het model volgt de waterstand (let op: dit hoeft niet gelijk te zijn aan het toetspeil), golfhoogte, golfperiode en golfrichting.

Een waterstandverloop en daarmee een belastingduur wordt nog niet door de HYDRA- rekenmodellen bepaald.

De tijdsduur t_s waarbij het te beoordelen punt op het buitentalud in de oploopzone ligt, is gelijk aan de tijd die de waterstandstijging en de waterstanddaling doen over een schijfhoogte gelijk aan het hoogteverschil tussen de met de HYDRA rekenmodellen bepaalde waterstand + toeslagen en het niveau op h_A beneden het te beoordelen punt. De parameter h_A is gelijk aan de oploophoogte z_q, gedefinieerd als de oploophoogte ten opzichte van de waterstand + toeslagen, behorende bij een fictief overslagdebiet q ter grootte van 0,1 l/s per m. (zie Figuur 1).



Figuur 1 Bepalen tijdsduur belasting ts in de golfoploopzone.

De oploophoogte z_q wordt berekend met behulp van de HYDRA-rekenmodellen of PC-overslag. Bij een complexe geometrie van het talud moeten eerst de randvoorwaarden (waterstand + toeslagen en golfrandvoorwaarden) worden bepaald met de HYDRA-rekenmodellen op basis waarvan het overslagdebiet met PC-overslag. Bij die berekening moet normaal gesproken rekening worden gehouden met de invloed van een eventuele buitenberm op de golfoploop, alleen voor de toetsing van grasbekledingen in de oploopzone ónder een berm moet worden bepaald zonder rekening te houden met de berm. (Let op dat het niveau van z_q boven het fysiek aanwezige kruinniveau kan liggen. In dat geval is z_q een fictief niveau, boven het kruinniveau, alsof het buitentalud zou doorlopen boven het aanwezige kruinniveau).

De tijdsduur t_s wordt begrensd door de stormduur die geldt binnen de verschillende watersystemen.

Direct boven de klapzone is het buitentalud voortdurend 'nat'; verder naar boven zal het talud periodiek 'droog' staan. Hiervoor kan een correctie worden toegepast op de belastingduur ts. De rekenwaarde voor de belastingduur t_{sr} wordt: $t_{sr} = (1 - z/z_q)*t_s$.

De belastingparameter vr is een rekenwaarde voor de oploopsnelheid ter plaatse van het te beoordelen punt. De rekenwaarde bedraagt ongeveer de helft van de oploopsnelheid die bij 2% van de inkomende golven wordt overschreden. De waarde van vr is afhankelijk van de golfparameters, de taludhelling en het niveau van het te toetsen punt ten opzichte van de met de HYDRA-rekenmodellen bepaalde waterstand+toeslagen en ten opzichte van het niveau waar de golfoploop is afgenomen tot 0,1 l/s per m. De formule is als volgt [Van Hijum, 1999]:

$$v_r = 700.\frac{H_s}{T_p}\left(0{,}085 - \frac{H_s}{L_{0p}}\right).\left(\frac{z_q - z}{z_q}\right)^{0{,}5}.\tan(\alpha_0) \qquad (1)$$

z = hoogte (m) van het te toetsen punt op het buitentalud [m] ten opzichte van de met de HYDRA-rekenmodellen bepaalde waterstand + toeslagen.

z_q = (fictieve) golfoploophoogte (m) behorende bij een oploopdebiet q van 0,1 l/s per m op een oneindig lang talud met een helling gelijk aan ao. zq wordt berekend met de HYDRA modellen, of bij een complexe geometrie, met PC-overslag of de formules uit [Van der Meer, 2002].

L_{op} = golflengte op diep water (m) die hoort bij de piekperiode Tp (s).

α_o = effectieve hellingshoek (-), rekening houdend met teen, berm en kruin conform [Van der Meer, 2002] of te berekenen met PC-Overslag.

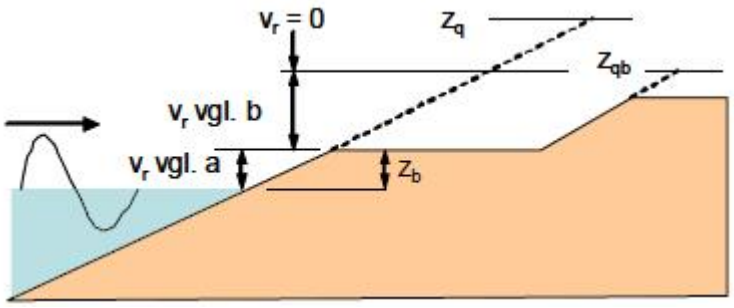
Als er een berm in de oploopzone aanwezig is, dan is het oploopniveau (z_{qb}) behorende bij een oploopdebiet q van 0,1 l/s per m een stuk lager dan z_q (Figuur 2). Formules hiervoor zijn gegeven in [Van der Meer, 2002].

Voor niveaus boven z_{qb} is de belasting nihil: $v_r = 0$. Voor de zone onder de berm wordt de rekensnelheid gelijk verondersteld aan die wordt berekend alsof er geen berm aanwezig is (vergelijking a). In de zone boven de berm en onder z_{qb} wordt de rekensnelheid berekend met vergelijking b.

$$\text{Voor } z < z_b: \qquad v_r = 700.\frac{H_s}{T_p}\left(0{,}085 - \frac{H_s}{L_{0p}}\right).\left(\frac{z_q - z}{z_q}\right)^{0.5}.\tan(\alpha_0) \qquad \text{(vgl. a)} \qquad (2)$$

$$\text{Voor } z_b < z < z_{qb}: \quad v_r = 700.\frac{H_s}{T_p}\left(0{,}085 - \frac{H_s}{L_{0p}}\right).\left(\frac{z_{qb} - z}{z_q}\right)^{0.5}.\tan(\alpha_0) \qquad \text{(vgl. b)} \qquad (3)$$

$$\text{Voor } z > z_{qb}: \qquad v_r = 0$$



Figuur 2 Definities bij de berekening van v_r (m/s) in de golfoploopzone volgens vergelijking a, b, of v_r=0 in het geval van een dijk met een buitenberm.

Meestal zal er sprake zijn van een variërende waterstand. Door hiermee rekening te houden, wordt doorgaans een gunstiger toetsresultaat verkregen. Het detailleren van de belasting, d.w.z. het nauwkeuriger in rekening brengen van het verloop van de waterstand en golfcondities, kan zonder specialistische hulp. Hiertoe wordt de toetsstorm in korte delen geknipt van bijvoorbeeld 1 uur. In elk deel worden de gemiddelde waterstand berekend en de bijbehorende golfcondities en golfoploophoogte. Het verloop van de waterstand wordt bepaald door het verloop van de stormopzet en het eventuele getij, of het verloop van de rivierwaterstand. Voor elk tijdvak wordt met de dan heersende gemiddelde waterstand en golfcondities berekend hoe lang het gras bestand is tegen de golfaanval.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Effect ruwheid steenzetting op golfoploop

Het effect van de ruwheid op de golfoploop wordt uitgedrukt in de reductiefactor γ_f.

Deze parameter is niet van belang voor de faalmechanismen van de bekleding zelf, maar kan wel een rol spelen bij het bepalen van de kruinhoogte van een dijk.

Oneffenheden in het taludoppervlak zorgen ervoor dat golven minder ver het talud oplopen. De kruinhoogte van dijken onder golfaanval wordt zodanig ontworpen dat het overslagdebiet in maatgevende omstandigheden kleiner is dan een gekozen acceptabele waarde (bijvoorbeeld 1,0 l/m/s). Reductie van de golfoploop door een ruwer oppervlak leidt dus tot een lagere benodigde kruinhoogte. De rekenmethodes worden behandeld in Technisch Rapport Golfoploop en Golfoverslag bij Dijken of de EurOtop Manual.

Speciaal voor dit doel zijn elementen ontwikkeld met uitsteeksels die een significant effect hebben op de golfoploop. Deze worden behandeld als ‘aanverwant bekledingstype’. Bij de overige typen steenzettingen is het effect op de golfoploop beperkt en zijn de verschillen niet groot. Voor de toplaagtypen die in aanmerking komen, zijn waarden voor de reductiefactor vastgesteld met behulp

van modelproeven. Verwezen wordt naar het Technisch Rapport Golfoploop en Golfoverslag bij Dijken dan wel de EurOtop Manual.
Versie 1.0: 2 juli 2025

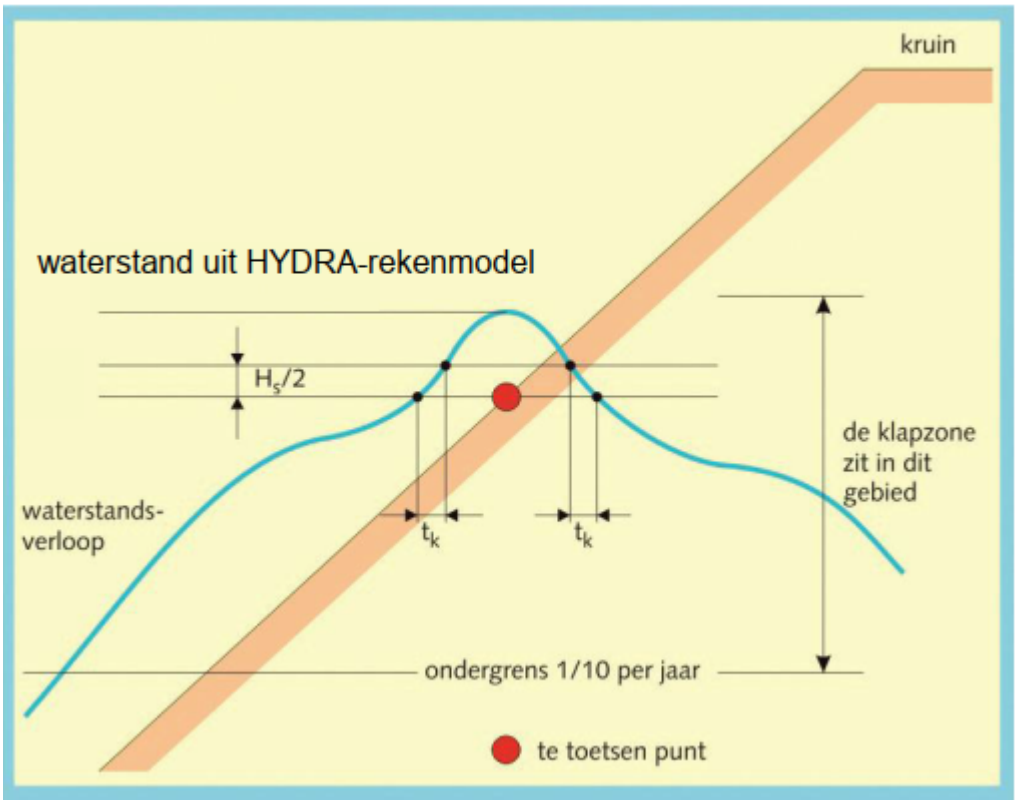
Golfklappen

De parameters voor de karakterisering van de belasting in de golfklapzone zijn de significante golfhoogte aan de teen van de dijk H_s, de golfperiode T_p (behorende bij de piek van het energiedichtheidspectrum), de taludhelling a_k (waarbij de k staat voor 'klap'), het waterstandverloop tijdens de maatgevende storm en de belastingduur. Omdat gras slechts in staat is om de golfklappen van vrij kleine golven te weerstaan, komt gras in de golfklapzone vrijwel alleen op rivierdijken voor.

De maatgevende hydraulische randvoorwaarde voor de toetsing van de grasbekleding op golfklappen kan worden bepaald met de HYDRA-rekenmodellen. Uit het model volgt de waterstand (let op: dit hoeft niet gelijk te zijn aan het Toetspeil), golfhoogte, golfperiode en golfrichting. Een waterstandverloop en daarmee een belastingduur wordt nog niet door de HYDRA-rekenmodellen bepaald. Totdat dit wel het geval is, zal gebruik moeten worden gemaakt van de vigerende leidraden en technische rapporten, waarbij wordt uitgegaan van een conservatieve schatting van de belastingduur.

De in rekening te brengen helling a_k is, vereenvoudigd gezien, de gemiddelde helling van het buitentalud over het gedeelte van $1{,}5*H_s$ onder de waterstand voor het te beoordelen punt. Deze waterstand ligt normaal gesproken $0{,}5*H_s$ boven het te toetsen punt, met het toetspeil + toeslagen als bovengrens. Als in het betreffende taludgedeelte een berm aanwezig is, wordt deze niet meegerekend bij het bepalen van de gemiddelde helling. De in rekening te brengen hoek ak voor het buitentalud kan precies worden bepaald met de formules uit [Van der Meer, 2002]. De hoek is tevens een uitvoerparameter van PC-Overslag, waarin de formules uit [Van der Meer, 2002] zijn geprogrammeerd.

In Figuur 1 is voor het mechanisme erosie door golfklappen getoond hoe de in rekening te brengen tijdsduur van de belasting (t_k) is te bepalen waarbij het te beoordelen punt op de dijk in de klapzone ligt.



Figuur 1 Bepalen tijdsduur belasting tk in de klapzone.

De tijdsduur t_k dat het te toetsen punt in de klapzone ligt is gelijk aan de tijd die de waterstandstijging en de waterstanddaling doen over een schijfhoogte van 0,5*H_s m boven het te beoordelen punt. De tijdsduur t_k wordt begrensd door de stormduur die geldt binnen de verschillende watersystemen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Gemiddeld overslagdebiet

Golfoverslag vindt plaats als onder extreme omstandigheden de waterstand erg hoog is en de hoogste golven de kruin van de dijk bereiken en over de kruin naar het binnentalud lopen. De eenvoudigste beschrijving van golfoverslag is het golfoverslagdebiet, q. Dit is de hoeveelheid water per strekkende meter breedte die gemiddeld per seconde over de kruin gaat. Het is een gemiddelde over bijvoorbeeld een uur of over de piek van de storm. Het golfoverslagdebiet wordt uitgedrukt in l/s per m. Waarden die bij ontwerp en toetsing van dijken een rol spelen en hebben gespeeld, zijn 0,1; 1 en 10 l/s per m.

Er is heel veel onderzoek gedaan naar golfoverslag bij verschillende typen waterkerende constructies. Voor (Nederlandse) dijken is dat samengevat in het TAW Technisch Rapport Golfoploop en golfoverslag bij dijken [Van der Meer, 2002]. Dit Technisch Rapport wordt in Nederland aanbevolen om golfoverslag in zowel toets- als ontwerpomstandigheden te berekenen. Tegelijkertijd is het programma PC-overslag ontwikkeld, wat het berekenen veel eenvoudiger maakt. Het programma is ook deels ingepast in de diverse probabilistische HYDRA-rekenmodellen van Rijkswaterstaat. In geval van een erg gecompliceerde geometrie zal de golfoploop en golfoverslag berekend moeten worden met PC-overslag.

Door een gezamenlijke actie van het Verenigd Koningrijk, Duitsland en Nederland zijn bestaande leidraden en technische rapporten, inclusief resultaten van recent onderzoek, samengevat in de EurOtop of Overtopping Manual [EurOtop Manual, 2018]. Het bovengenoemde Technisch Rapport is

hierin vrijwel geheel opgenomen als hoofdstuk 5 (dijken). Daarnaast worden in andere hoofdstukken constructies met losgestorte materialen (breuksteen, betonnen elementen) behandeld en verticale constructies. De Overtopping Manual bevat dus het Technisch Rapport Golfoploop en golfoverslag bij dijken en geeft informatie over andere constructies.
Versie 1.0: 2 juli 2025

Vertaling van gemiddeld golfoverslagdebiet naar golfhoogte

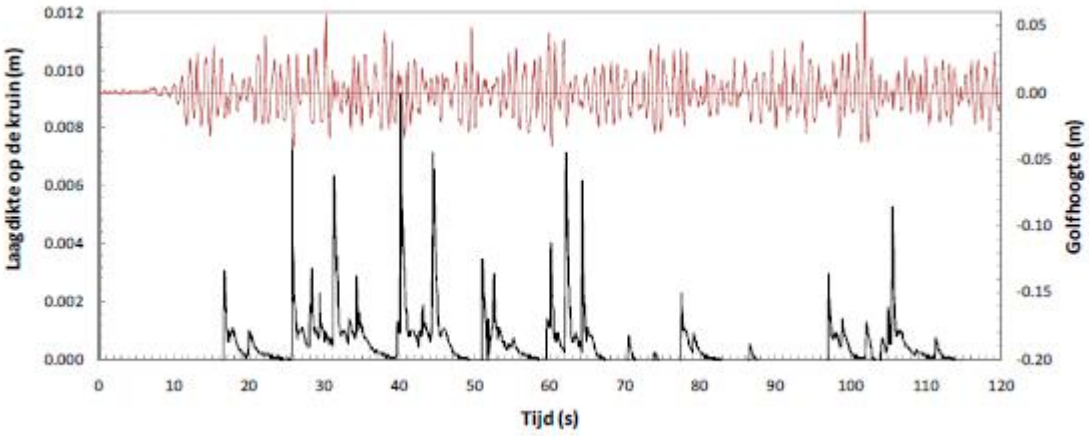
Vroeger werd ontworpen op 2% overslaande golven. Voor kleine golfhoogten, zoals op rivieren, kwam dit vrijwel overeen met 0,1 l/s per m golfoverslag. Voor grotere golven, zoals bij zee- en meerdijken, kwam dit meer overeen met 1 l/s per golfoverslag. Het benedenrivierengebied zit tussen deze belastinggevallen in. In alle gevallen betekent het dat er maar weinig water over de dijk komt en dat is ook precies wat de Deltacommissie na 1953 beoogde.

Omdat onze dijken na 1953 zo hoog zijn gemaakt dat er nauwelijks in een mensenleven nog overslag valt te verwachten, is het gevoel voor genoemde overslagdebieten van 0,1; 1 en 10 l/s per m in de loop van de tijd verdwenen. Een 2%-oploopwaarde geeft nog wel een idee: maar 2 op de 100 inkomende golven zal de kruin bereiken. Als de gemiddelde golfperiode 6 s is, dan bereiken er in één uur durende storm maar 12 golven de kruin (2% van 3600 s / 6 s).

Maar wat is nu 0,1 of 10 l/s per m en is dit verschil groot? Door de golfoverslagproeven met de golfoverslagsimulator is dit inzicht weer teruggekomen. Een golfoverslag van 0,1 l/s per is heel erg weinig, het zijn bij een golfhoogte van bijvoorbeeld 2 m maar enkele golven in een uur. En deze golven zijn dan ook nog klein. Bij de simulatie van deze overslagdebieten werd vaak een groter pompdebiet ingesteld om de tijd tussen de overslaande golven te bekorten. Sinds 2010 wordt deze proef niet eens meer uitgevoerd en wordt direct met de 1 l/s per m overslagproef begonnen. Bij dit overslagdebiet komen er meer golven over de dijk, maar het aantal is nog altijd beperkt en ook wordt deze proef vaak versneld uitgevoerd. Bij dit overslagdebiet zijn nog nooit schades van enige omvang vastgesteld, met uitzondering van een dijk met ruigtebegroeiing op een zandige dijk (langs de Schelde) en op een zanddijk met dunne kleibekleding en een slechte kwaliteit graszode (dijk nabij Poortvliet, Tholen).

Bij 10 l/s per m komt er daadwerkelijk veel meer water over de dijk en dit overslagdebiet was vaak de eerste serieuze golfoverslagtest van de grasbekleding. Bij dit debiet zijn soms wel beginnende schades vastgesteld op een goede grasmat.

Alhoewel het gemiddeld overslagdebiet een eenvoudige maat is, beschrijft het golfoverslag niet in detail. Ten eerste vindt de werkelijke overslag alleen plaats als een golf de kruin van de dijk bereikt en alleen de hoogste golven gedurende een storm bereiken de kruin. Werkelijke golfoverslag vindt dan ook onregelmatig in de tijd plaats en elke keer komt er een zeker volume in een golf over de dijk. Ook deze overslaande volumes zijn verschillend in grootte. In Figuur 1 is een registratie gegeven van een modelproef. Het bovenste signaal geeft de golfhoogte vlak voor een 1:3 talud. Het signaal daaronder geeft de laagdikte die gemeten is op de kruin van de dijk. De golfhoogte in model was H_s = 0,065 m en het golfoverslagdebiet q = 0,048 l/s per m. Als we bijvoorbeeld een schaalfactor van 20 zouden aanhouden, dan wordt het een golfhoogte van 1,3 m en een overslagdebiet van 4,3 l/s per m. Duidelijk is te zien dat er veel minder golven over de kruin gaan dan er golven de dijk bereiken. Ook komen de overslaande golven onregelmatig in de tijd en zijn ze verschillend van grootte.



Figuur 1 Voorbeeld van golfoverslag (gemeten laagdikten op de kruin, onderste signaal) en het golfsignaal vlak voor de dijk. Modelonderzoek met een golfhoogte H_s = 0,065 m met een overslagdebiet q = 0,048 l/s per m.

Het maakt heel veel uit of golfoverslag plaatsvindt bij een grote golfhoogte voor de dijk of bij een kleine golfhoogte. Bij eenzelfde gemiddeld overslagdebiet betekent dit dat bij kleine golven er relatief meer kleine golven over de dijk slaan. De overslaande volumes per golf zijn dan ook kleiner. Bij grote golven slaan minder golven over de dijk en is het overslaande volume per golf veel groter. Hierbij wordt opgemerkt dat de waterstand bij de kleine golven dichter bij de kruin van de dijk staat dan bij de grote golven. Onderstaand wordt dit uitgewerkt.

Elke dijk in Nederland kent zijn eigen toets- of ontwerpomstandigheden. Een golfhoogte van 2 m is karakteristiek voor dijken langs de Nederlandse kusten en estuaria. Met name bij rivierdijken kan het voorkomen dat de golfhoogte duidelijk kleiner is.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Simuleren hydraulische belasting voor afschuiven grasbekleding binnentalud

Afschuiven van het binnentalud kan optreden als gevolg van infiltratie bij golfoverslag. De hydraulische belasting wordt gevormd door infiltratie, waardoor in de dijk de waterspanning oploopt, wat de stabiliteit van de bekleding verzwakt.

Infiltratie kan alleen optreden indien er een wateraanbod, ofwel een waterlaagje, op het talud aanwezig is. Bij infiltratie door golfoverslag maakt het niet veel uit hoe dik het waterlaagje is. Bij golfoverslag komen golfvolumes met onregelmatige tussentijden en in onregelmatige hoeveelheden over het binnentalud. Dit proces is afhankelijk van de combinatie van het gemiddelde golfoverslagdebiet en de golfhoogte. Bij een gelijk gemiddeld overslagdebiet zal het aantal overslagvolumes bij een hoge golfhoogte veel minder zijn dan bij een kleine golfhoogte. Indien de golfvolumes snel achter elkaar over de dijk komen, dan blijft het talud nat, als de tussentijd te groot wordt, dan valt het talud ‘droog’ en stopt de infiltratie.



Figuur 1 Wateraanbod bij infiltratie en afschuifproef. Friese Waddenzeedijk nabij de Boonweg.

Uit de golfoverslagproeven is gebleken dat een golfoverslagvolume binnen een beperkte tijd over het talud voorbij trekt. Na het front van het volume, waarin de waterlaagdikte en de dieptegemiddelde stroomsnelheid maximaal zijn, volgt de staart. In de staart neemt de waterlaagdikte en de gemiddelde stroomsnelheid af. Binnen enkele seconden is de waterlaagdikte op het talud kleiner dan enkele centimeters en lijkt het volume helemaal voorbij te zijn. Uit waarnemingen is echter gebleken dat er na elk golfoverslagvolume, na het voorbij komen van het front, gemiddeld 30 seconden een heel dun waterlaagje op het talud aanwezig is. Deze tijd is weinig afhankelijk van de grootte van het overslagvolume. Het gaat hierbij om een waterlaagje dat van enkele centimeters dikte maar langzaam afneemt en dat zich tussen de bovengrondse plantdelen bevindt. Indien de tijd tussen opvolgende golfvolumes kleiner is dan 30 s, dan blijft het talud continu nat, indien het meer is dan 30 s, dan is het wateraanbod op het talud kleiner dan de stormduur.

Het al dan niet droogvallen van het talud is afhankelijk van het gemiddelde golfoverslagdebiet en de golfhoogte.

In het verleden zijn enkele proeven uitgevoerd naar het mechanisme afschuiven van de bekleding. Ook bij de locaties Afsluitdijk en de Friese Waddenzeedijk nabij de Boonweg zijn proeven uitgevoerd. Hierbij is de hydraulische belasting opgelegd als een continu wateraanbod gelijkmatig verspreid over een lengte van 30 m, dat zodanig was dat tot onderaan het talud water over het talud stroomde (Figuur 1 en Figuur 2).



Figuur 2 Opstelling afschuifproef met een 30 m lange buis op de kruin van de dijk. Friese Waddenzeedijk nabij de Boonweg.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Proeven met de golfoverslagsimulator

Bij golfoverslag komt alleen de golftong van de grootste golven aan op de kruin en een bepaald volume zal over de kruin en binnentalud stromen, zie Figuur 1. Het idee van de golfoverslagsimulator is om deze overstromende golftong op een juiste manier te simuleren. Dus met de juiste snelheid en laagdikte en met de juiste duur van zo'n overslaande golf. De brekende golf op het buitentalud is daarbij niet nodig, alleen maar het volume aan water dat over de kruin stroomt. De proef wordt daarmee ter plekke op bestaande dijken uitgevoerd en is destructief van karakter.



Figuur 1 Meetopstelling van de golfoverslagsimulator op een dijk.



Figuur 2 De golfoverslagsimulator die een volume loslaat van 5,5 m^3/m.

Figuur 1 geeft de opstelling weer van de golfoverslagsimulator op het buitentalud van een dijk. Er is een 4 m brede golfgoot gemaakt om het water over het binnentalud naar beneden te begeleiden. Onderaan de dijk is de meetcabine geplaatst op een verrijdbare wagen. Figuur 2 geeft de golfoverslagsimulator weer die een groot overslaand volume loslaat. Kleine volumes worden binnen een paar seconden losgelaten, grotere volumes in 4 of 5 seconden. Het totale volume van de golfoverslagsimulator is 22 m^3 en de simulator is 4 m breed. Het maximale volume is daarmee 5,5 m^3/m. De simulator is op een platform gezet met hydraulisch beweegbare poten. Hierdoor is het vrij eenvoudig om de simulator verticaal op te stellen en bij te stellen als er enige zakking is opgetreden.

Onderzoek naar sterkte van de grasbekleding van kruin en binnentalud is met de golfoverslagsimulator vanaf 2007 uitgevoerd, steeds aan het eind van de winter, voordat het gras weer begon te groeien. Omdat gras in de winter in een slapende toestand verkeert en stormen in de winter voorkomen, moet onderzoek ook in die periode worden uitgevoerd en niet in de zomer als het gras veel sterker is. Hiermee is veel informatie naar boven gekomen omtrent de sterkte van een grasbekleding en het falen ervan bij golfoverslag.

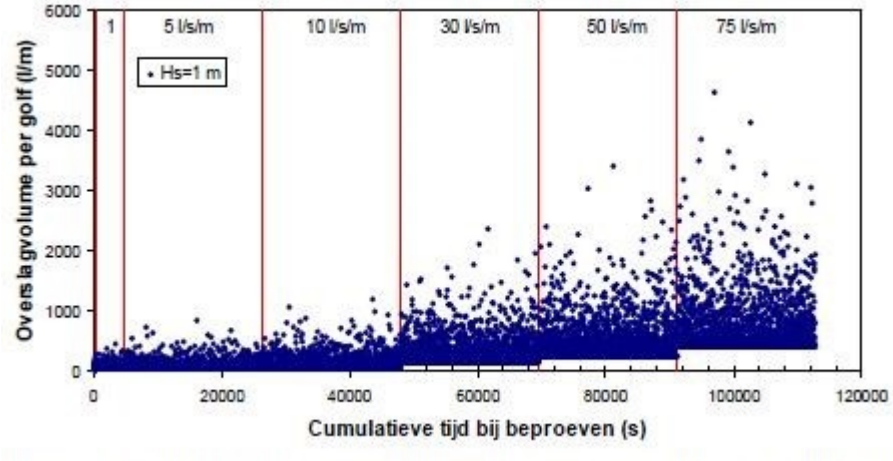
Versie 1.0: 2 juli 2025

Golfoverslag simuleren met een golfoverslagsimulator

Inmiddels zijn nieuwe golfoverslagsimulatoren ontworpen voor golfoverslagproeven in Vietnam en voor de Verenigde Staten. Die in Vietnam is qua grootte gelijk aan die in Nederland. De Amerikaanse simulator is ongeveer driemaal zo groot, kan een overslagvolume van 17 m^3/m simuleren en een maximaal overslagdebiet van ongeveer 300 l/s per m. Deze simulator is echter in een laboratoriumsituatie opgesteld en is niet verplaatsbaar. Het onderzoek wordt uitgevoerd op bakken waarin klei is aangebracht met daarop zoden of een ander versterkingssysteem. De Amerikaanse simulator heeft echter wel de noviteit dat ook de overslagduur gestuurd kan worden door de klep meer of minder open te doen. Hierdoor is het mogelijk golven met een langere periode te simuleren.

Aanvankelijk zijn de golfoverslagproeven in Nederland uitgevoerd bij een vaste hydraulische conditie: een golfhoogte van 2 m met een golfperiode van 5,7 s. Pas in 2010 zijn proeven op een dijk uitgevoerd, waarbij golfcondities van 1 m, 2 m en 3 m zijn gesimuleerd. Figuur 1 geeft een voorbeeld van de gesimuleerde golfoverslagvolumes in de tijd. Elke proef met een constant overslagdebiet duurde 6

uur, behalve voor de allerkleinste debieten, die versneld zijn uitgevoerd. De horizontale as geeft de cumulatieve duur van de proef. Achtereenvolgens zijn overslagdebieten gesimuleerd van 0,1; 1; 5; 10; 30; 50 en 75 l/s per m.



Figuur 1 Gesimuleerde golfoverslagvolumes in de tijd voor H_s = 1 m en een testduur van 6 uur.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Stroomsnelheid en laagdikte op de kruin bij overslag

Simulatie van golfoverslag betekent dat de (maximale) snelheid in het overslaande golfvolume correct zou moeten zijn en ook de laagdikte en de duur van de overslag. De golfoverslagsimulator is vooral ontworpen om de juiste maximale snelheid te simuleren. Ten tijde van het ontwerp van de simulator (2006) waren hier redelijk betrouwbare formules voor en minder betrouwbare formules voor de laagdikte. Nog steeds is het zo dat de combinatie van formules voor snelheid, laagdikte en overslagduur niet helemaal consistent zijn met de wet van massabehoud. Verder onderzoek moet hier verbetering in brengen. Voorlopig wordt van de volgende relaties uitgegaan.

Voor de laagdikte h (m) precies op de buitenkruinlijn wordt een formule met grote spreiding gevonden:

$h_{2\%}(x_c=0) = 0{,}20\ (Ru_{2\%} - R_c)$ (1)

De laagdikte reduceert na de buitenkruinlijn snel, mogelijk doordat de verticale snelheidscomponent verdwijnt, maar blijft dan vrijwel constant. Dit levert een directe relatie voor de laagdikte op de kruin, na het passeren van de buitenkruinlijn, die niet meer afhankelijk is van de plaats op de kruin (tenzij zeer breed). De spreiding van deze formule is veel kleiner dan voor formule 1.

$h_{2\%}(x_c) = 0{,}13\ (Ru_{2\%} - R_c)$ (2)

De snelheid u (m/s) op de buitenkruinlijn wordt bepaald door:

$u_{2\%}(x_c=0) = 0{,}35\ \cot\alpha\ (g(Ru_{2\%} - R_c))^{0{,}5}$ (3)

De snelheid reduceert vervolgens op de kruin:

$u_{2\%}(x_c)/u_{2\%}(x_c=0) = \exp(-1{,}4\ x_c / L_{m-1,0})$ (4)

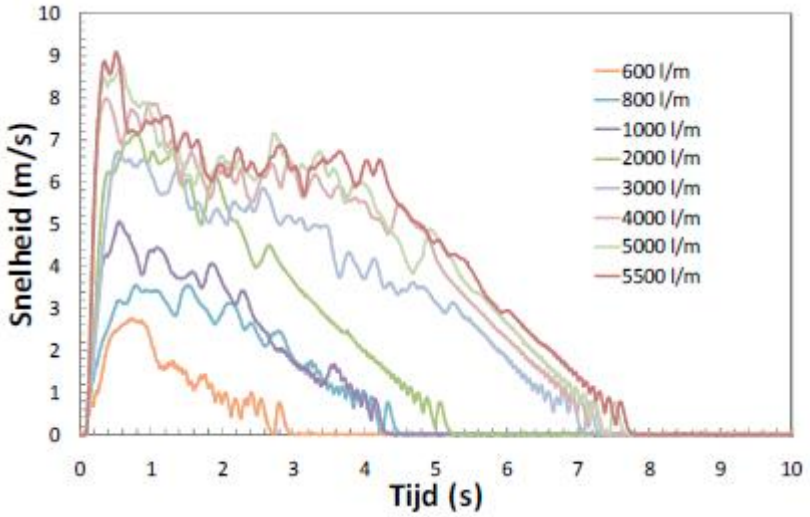
waarin:

$h_{2\%}$ = de laagdikte die door 2% van de golven wordt overschreden
x_c = de afstand van de buitenkruinlijn (x_c = 0 is de buitenkruinlijn)
$Ru_{2\%}$ = het 2%-golfoploopniveau (te berekenen met pc-overslag)

Rc = de vrije kruinhoogte, de verticale afstand tussen het stilwaterniveau en de kruin
$u_{2\%}$ = de snelheid die door 2% van de golven wordt overschreden
cotα = de cotangens van het buitentalud (of een gemiddeld talud)
$L_{m-1,0}$ = de diepwatergolflengte berekend met $T_{m-1,0}$; $L_{m-1,0} = gT^2_{m-1,0}/(2\Pi)$
$T_{m-1,0}$ = de spectrale periode gebaseerd op m_0 en m_{-1};$T_{m-1,0} = m_{-1}/m_0$
m_n = n-de moment van het golfspectrum
Versie 1.0: 2 juli 2025

Verloop snelheden tijdens overslag

Bij continu overstromend water wordt de belasting vaak beschreven door de diepte gemiddelde snelheid van de stroming, u (m/s). Bij het dynamische verloop van een overslaande golf kan ook van de snelheid in de overslaande golftong worden uitgegaan, maar daarbij wordt dan de maximale snelheid genomen tijdens de periode van golfoverslag. In werkelijkheid bouwt de snelheid zich zeer snel op naar dit maximum en loopt dan meer of minder lineair af naar nul. Figuur 1 geeft een voorbeeld van gemeten snelheidsverlopen (proeven Vechtdijk, februari 2010), bij verschillende overslaande golfvolumes.



Figuur 1 Gemeten snelheidsverlopen voor verschillende overslaande golfvolumes. Proeven Vechtdijk, februari 2010.

Uit de overslagproeven is komen vast te staan dat er nauwelijks een grenslaag is als de snelheid vrij hoog is, zoals bij overslaande volumes van 1 m^3/m en meer. Dat betekent dat de (maximale) snelheid bovenin de overstromende laag (waar is gemeten), gelijk is aan de frontsnelheid van het overslaande golffront en gelijk is aan de diepte gemiddelde snelheid. De belasting bij golfoverslag wordt daarmee beschreven door de frontsnelheid, u, in een overslaande golf, waarbij de tijd dat deze snelheid aanhoudt mogelijk nog een rol kan spelen.

Meestal zal er sprake zijn van een variërende waterstand. Door hiermee rekening te houden, wordt doorgaans een gunstiger toetsresultaat verkregen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Aantal golven voor ontwerp en toetsing van breuksteen

De duur van de storm dient in de formules ingevoerd te worden via het aantal golven (N) tijdens de storm. De schadeontwikkeling neemt toe naarmate de storm langer duurt. Tijdens de duur van de storm zal echter ook de waterstand variëren. Dit kan afhankelijke van de diepte de golfhoogte

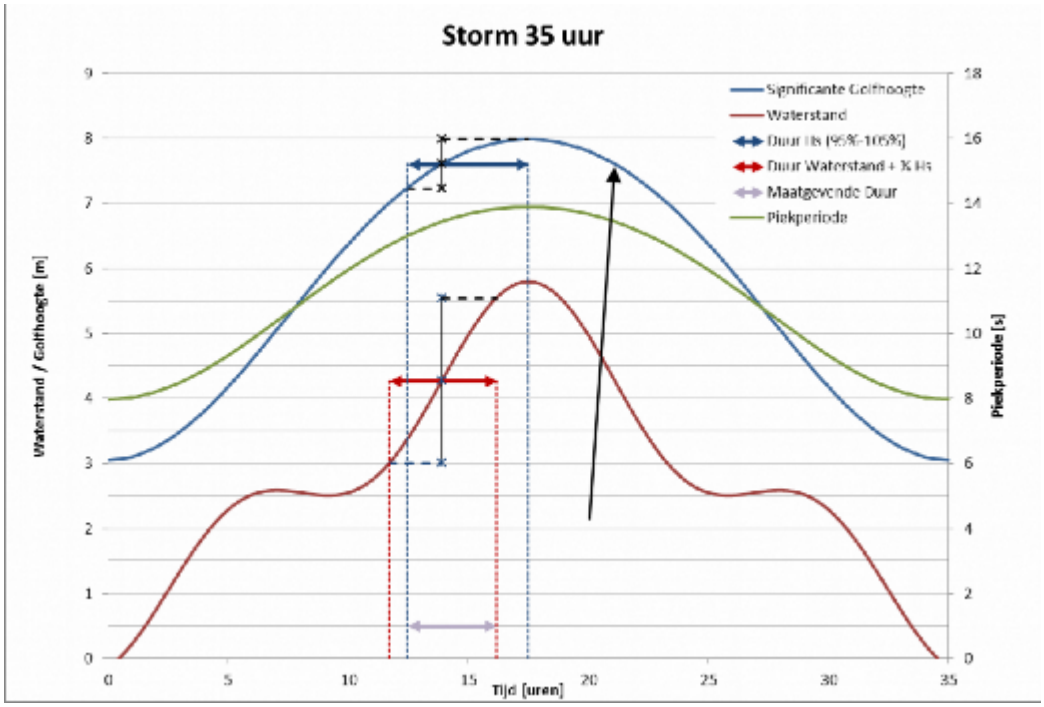
beïnvloeden. De golfhoogte is in de stabiliteitsformules een zeer gevoelige parameter. De duur van de storm, die gebruikt moet worden in de formules, moet dus in verhouding staan met de duur van de maatgevende golfhoogte.
Voor breuksteenbekledingen, met uitzondering van teenbestortingen, geldt dat het aantal golven wordt bepaald op basis van de duur dat de significante golfhoogte een maximale variatie van 5% plus of min heeft. De waterstand mag binnen deze duur maximaal variëren over een hoogte van plus en min 1/6 H_s, zie ook Figuren 1 en 2. Het minimaal aantal golven dat gebruikt moet worden is 1000 en het maximaal aantal golven is 7500. Voor teenbestortingen wordt altijd de maximale duur van 7500 golven aangehouden.

In dieper water zal de waterstandsvariatie minder invloed hebben op de golfhoogte en zal de duur al snel richting de 7500 golven gaan. Op ondiep water in het getijdegebied daarentegen komt de duur al snel overeen met ongeveer 3 uur, omdat variaties in waterstand hier vaak veel invloed hebben op de golfhoogte. Wanneer de waterstandsvariatie groot is bij gelijkblijvende golfhoogte, zal de schade over het talud verdeeld worden en kan daardoor ook groter worden. Hier dient dan rekening mee gehouden te worden.

Voor het bepalen van het aantal golven moet de duur in seconden gedeeld worden door de gemiddelde golfperiode. Als deze gemiddelde golfperiode niet bekend is, is het voor dit doel voldoende nauwkeurig om bij enkelpiekige golfspectra gebruik te maken van de spectrale golfperiode $T_{m-1,0}$, $T_{m-1,0}$/1,1 of T_p/1,2.

Voorbeeld: In Figuur 1 is het verloop van de significante golfhoogte weergegeven. De geschematiseerde storm is symmetrisch. We beschouwen in eerste instantie daarom maar de linker helft en kunnen daarna het antwoord vermenigvuldigen met 2.

De langste belastingduur waarbij de H_s maximaal 5% varieert treedt op tussen tijdstip T_{min}=12,5 uur en T_{max}=17,5 uur. De H_s varieert hier tussen ongeveer 7,2m en 8,0m. De waterstand is 4,25m voor H_s _100%. De waterstand mag maximaal 1/6 H_s variëren. Deze lijnen zijn ook uitgezet. T_{min} is nu 11,7 uur en T_{max} is 16,2 uur. Het interval waarbij aan beide voorwaarden wordt voldaan, loopt dus van T=12,5 uur tot T=16,2 uur, dus over een periode van 3,7 uur. Als gevolg van de symmetrie vermenigvuldigen we de duur met een factor 2, waardoor de belastingduur dus neerkomt op 7,4 uur. Als de golfperiode bekend is, kan nu het aantal golven worden berekend. In dit voorbeeld gaan we ervan uit dat de golfsteilheid s_{op} gelijk is aan 4,5%. Dit komt neer op een T_p van 10,7s en daarmee een T_m van 8,9s. Het aantal golven dat in rekening gebracht moet worden is dan 7,4 x 3600 / 8,9 = 2996 (afgerond 3000).



Figuur 1 Bepaling stormduur (H_s en waterstandsverloop in diep water). Door volledige symmetrie komt de beschouwde H_s in de storm tweemaal voor en dient voor het aantal golven tweemaal de aangegeven duur te worden genomen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

3.4 Overige belastingen

Hydraulische belasting als gevolg van scheepvaart

Hydraulische belasting als gevolg van scheepvaart zal alleen in bijzondere gevallen een rol spelen bij het ontwerp. Het gaat dan vooral om de stabiliteit van de bekledingen. De belasting door schepen is sterk locatie bepaald. Een significante afwijking van het gemiddelde jaarlijkse beeld is niet te verwachten.

De waterbeweging als gevolg van langsvarende schepen bestaat uit:

- Primaire scheepsgolven (frontgolven, tijdelijke waterspiegeldaling en haalgolven).
- Secundaire scheepsgolven (boeg- en/of hekgolven).
- Stroming (retourstroom en stroming door schroefstraal).

Primaire scheepsgolven zijn ter plaatse van de oever meestal niet hoger dan 0,3 à 0,5 m; in bijzondere gevallen is een golfhoogte van 1 m mogelijk. De periode van front- en haalgolven is 2 à 5 s, de spiegeldaling kan 20 à 60 s aanhouden. Primaire golven dempen snel uit zodat ze alleen van belang zijn als de schepen dicht langs de oever varen (minder dan ongeveer 10 maal de scheepsbreedte). Hoogte en periode van de golven ter plaatse van de oever worden bepaald door het scheepstype, de vaarsnelheid, het dwarsprofiel van de vaarweg en de afstand tot de oever.

Secundaire scheepsgolven zijn te onderscheiden in transversale en divergerende golven; de maatgevende secundaire golven ontstaan door de interferentie van deze twee soorten golven. De interferentiepieken hebben meestal een hoogte van 0,2 à 0,5 m, incidenteel komt een golfhoogte van 1 m voor. De bijbehorende periode is 2 à 3 s. Secundaire golven dempen nauwelijks uit en planten zich dus over honderden meters voort. De golfhoogte wordt bepaald door de vaarsnelheid, het scheepstype en het dwarsprofiel van de vaarweg. De golflengte en golfperiode worden volledig

bepaald door de vaarsnelheid.
Een methode voor het bepalen van de scheepsgeïnduceerde (golf)belastingen wordt gegeven in [The Rock Manual, 2007], paragraaf 4.3.4.

In het algemeen zal een scheepsgeïnduceerde belasting geen rol spelen bij de beoordeling van het overstromingskans. Bij een zeer hoge waterstand wordt op de rivieren de scheepvaart namelijk stilgelegd.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Belasting door extreme neerslag en droogte

Extreme neerslag en droogte kunnen de stabiliteit van (onderdelen van) waterkeringen bedreigen. Het is echter niet zo dat deze fenomenen (volledig) gecorreleerd zijn met de waterstanden. De analyse van de overstromingskans vraagt dus om realistische combinaties van (extreme) neerslag (droogte) en andere hydraulische belastingen, zie Combinaties van belastingen.

Neerslag

Gegevens met betrekking tot (extreme) neerslag worden gegeven door [Beersma, et al., 2019].

In het artikel Invloed neerslag op het freatisch vlak is aangegeven hoe om te gaan met de invloed van neerslag op de waterspanningen in de berekening van het mechanisme afschuiven langs een glijvlak.

Droogte

Uitdroging van veen is voor het mechanisme afschuiven van regionale keringen een belangrijk issue. Voor primaire keringen is dit minder of niet het geval omdat het dijklichaam zelf nooit is opgebouwd uit veen. Toch heeft droogte wel consequenties ook al bestaat de dijk uit klei. Denk aan de structuurvorming in geval van (gras op) kleibekledingen. Droogte kan een grasbekleding ernstig beschadigen, zodat de sterkte na een zeer droge zomer duidelijk kleiner is dan normaal. Dit kan zelfs nog een paar jaar doorwerken.Verder kunnen droogtescheuren in de klei ontstaan die de erodeerbaarheid vergroten. Door extremer weer als gevolg van klimaatverandering, kan de invloed groter worden.

Als langdurige droogte leidt tot lagere grondwaterstanden in het achterland, kan dit bijdragen aan de bodemdaling als gevolg van oxidatie van organisch materiaal, zie de paragraaf Bodemdaling in het artikel Bedreigingen. Maar lage grondwaterstanden als gevolg van droogte kunnen ook leiden tot een hogere grensspanning en dus het mechanisme afschuiven in positieve zin beïnvloeden.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Aanvaringen en drijvende voorwerpen

Dit artikel behandelt de belasting door aanvaringen en drijvende voorwerpen voor zover het om waterkerende grondconstructies gaat. Voor aanvaringen van afsluitmiddelen in kunstwerken wordt verwezen naar belastingen bij waterkerende kunstwerken.

Onder normale omstandigheden zal een aanvaring van een schip met een dijk zelden voorkomen. Maar juist wanneer het stormt kan een schip stuurloos of op drift raken en de waterkering treffen. De gevolgen zijn op dat moment het grootst. Ten eerste is de kracht waarmee het schip de dijk treft groot, ten tweede is er een hoge waterstand en zijn er hoge golven, zodat een eventueel opgetreden initiële schade zich snel kan uitbreiden. Hierdoor kan een stranding van een schip een reëel gevaar vormen voor een dijkdoorbraak.

Als voorbeeld van een dergelijke aanvaring kan het schip ‘Limbourg’ dienen, dat in 1955 strandde op

de Hondsbossche Zeewering. De foto hieronder toont een recenter voorbeeld.



Figuur 1 Aanvaring van een schip met een dijk (bron onbekend.)

In het rivierengebied is de situatie tijdens storm minder kritisch. Als een schip stuurloos is, is de mogelijkheid dat het op een dijk loopt aanwezig. De snelheid en de hoek waarmee het schip de dijk raakt, zijn dan bepalend voor de schade. Overigens zal op de rivieren bij een zeer hoge waterstand de scheepvaart zijn stilgelegd.

De beheerder moet zelf nagaan of in zijn specifieke situatie een combinatie van een scheepsaanvaring met bepaalde hydraulische randvoorwaarden een voor het ontwerp kritische situatie oplevert. In dat geval is specialistische ondersteuning gewenst. Een op deze wijze uitgevoerde risicoanalyse is onder andere toegepast bij het ontwerp van de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg.

Drijvend vuil en wrakhout hebben in het algemeen te weinig massa om serieuze schade aan een harde bekleding te veroorzaken; beschadiging van grasmatten is wel mogelijk.

Naast drijvende voorwerpen kunnen golven leiden tot over de bekleding rollende stenen. Denk daarbij aan zoals breuksteen uit de teenconstructie. Voor bekledingen van open steenasfalt nabij de teenbestorting of op een berm, kan leiden tot erosie-schade. In het ontwerp dient bij de keuze van bekledingstypen in de verschillende zones op de dijk rekening te worden gehouden met de kans op belasting door rollende stenen en de erosiebestendigheid daartegen van de verschillende bekledingstypen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

IJsbelasting

Er worden twee vormen van ijsbelasting onderscheiden:

- Directe ijsbelasting, dit betreft de krachten die door (kruiend) ijs op (onderdelen van de) waterkerende constructie worden uitgeoefend.
- Indirecte ijsbelasting, dit betreft de verhoging van de waterstand in een rivier als gevolg van een ijsdek of een ijsdam.

Inleiding

In Nederland speelt ijsbelasting geen rol in rekenregels en voorschriften voor het bepalen van de overstromingskans bij het ontwerpen en beoordelen van waterkerende grondconstructies. Bij het ontwerp van constructies wordt kruiend ijs of drijvend ijs wel meegenomen als belasting. In de

[Leidraad kunstwerken, 2003] is dit omschreven.
De temperatuur en het zoutgehalte van het water van de Noordzee aan de kust geven geen aanleiding tot het ontstaan van ijsvorming van enige betekenis. In de zeearmen, en zeker in de meren, zijn wel situaties uit het verleden bekend van significante ijsvorming; de afsluiting van de zeearmen in Zeeland heeft invloed op de mate van ijsvorming langs de Zeeuwse oevers.

Op de rivieren kan ijs ook leiden tot beïnvloeding van de waterstand op de rivier.

IJs als directe belasting

Bij zoet water is ijsbelasting eerder een bedreiging voor de waterkering dan bij zout water. Enerzijds bevriest zoet water vaker dan zout water; anderzijds is het ijs van zoet water in het algemeen sterker (harder) dan het ijs van zout water.

Gezien het zoutgehalte en de zeewatertemperatuur is de kans op significante ijsvorming in de Noordzee gering. Van de meren en de zeearmen is wel bekend dat er ijsvorming kan optreden die schade aan de waterkering kan veroorzaken. Het gaat dan vooral om schade aan de bekledingen.

Ondanks de schade die ijs aan het buitentalud kan veroorzaken is voor de Nederlandse situatie de kans op overstroming van het achterland hierdoor toch erg laag. Om te komen tot een overstroming zou de ijsbelasting gepaard moeten gaan met hoge waterstand en zware golfaanval, zodat het grondlichaam onder de door de ijsbelasting beschadigde bekleding verder kan eroderen en uiteindelijk falen. Een dergelijke samenloop van omstandigheden is onwaarschijnlijk, omdat de golfhoogte door het ijs op het water sterk wordt beperkt. Aanpassing van het ontwerp van een waterkering in verband met de directe ijsbelasting zal in eerste instantie dan ook vooral gericht zijn op het beperken van schade.

Optimalisatie van het dwarsprofiel in verband met ijsbelasting

Er zijn geen rekenregels voorhanden om een waterkering te kunnen dimensioneren op een zware ijsbelasting. Het is wel mogelijk maatregelen te treffen om de gevolgen van ijsbelasting zoveel mogelijk te voorkomen:

- Een glad oppervlak zonder uitsteeksels, zoals palenrijen, is belangrijk. Een ruw oppervlak heeft als positief effect dat het de golfoploop en daarmee de benodigde kruinhoogte reduceert. Dit positieve aspect moet worden afgewogen tegen de toename van de mogelijke ijsbelasting op, en de kans op schade aan de bekleding. Vermeden moet worden dat overgangsconstructies boven het talud uitsteken. Als een overgang tussen twee bekledingen onvoldoende vlak is, kan de bovenste bekleding door kruiend ijs worden opgelicht. De onderstaande figuur geeft daarvan een voorbeeld. Met name bij bekledingen zonder duidelijke samenhang, zoals stortsteen in een plasberm, moet ermee rekening worden gehouden dat het kruiende ijs elementen kan meevoeren tegen het talud op.



Figuur 1 Schade door kruiend ijs aan de asfaltbekleding van de Houtribdijk.

- De aanwezigheid van een berm beperkt de ijsbelasting op boventalud en kruin. Bij grondconstructies zonder een berm boven het stilwaterniveau kan het kruiende ijs over de kruin schuiven. In dergelijke gevallen moet worden bekeken of dit ijs een bedreiging vormt voor de bekleding van de kruin en het binnentalud en voor eventuele constructies direct binnenwaarts. Een berm boven het stilwaterniveau is gunstig omdat de berm als opslagplaats kan dienen voor ijsschotsen. Het ijs zal namelijk in schotsen breken ter plaatse van de voorrand van de berm nadat het is opgeklommen tegen het ondertalud. De schotsen op de berm kunnen niet meer het boventalud opgedrukt worden omdat ter plaatse van de voorrand van de berm een soort knikverschijnsel optreedt. De schotsen knikken omhoog en stapelen zich op.
- Taludhelling. Een steil talud (steiler dan 1:3) verhoogt de kans op schade ten gevolge van ijsbelastingen.

Dijkstrekkingen, waar kruiend ijs kan voorkomen, zijn bij de waterkeringbeheerders bekend.

IJs als indirecte belasting

Het Nederlandse riviersysteem heeft als primaire functie de veilige afvoer van water, sediment en ijs. Dat ook de afvoer van ijs tot de primaire functies gerekend wordt, is te begrijpen omdat in het verleden overstromingen vaak geïnitieerd werden door de vorming van ijsdammen.

IJsdammen ontstaan uit drijfijs aan het begin of eind van een vorstperiode als er nog geen, respectievelijk niet langer een vast ijsdek is. IJsdammen ontstaan op locaties waar het water minder goed in staat is het drijfijs af te voeren zoals plaatsen waar de stroomsnelheid afneemt of waar de stroming geblokkeerd wordt. Dit treedt op bij profielvernauwingen, constructies, splitsingspunten, rivierbochten, rivierverwijdingen, een vast ijsdek benedenstrooms of bij uitstroming in een meer of estuarium. Een voorbeeld van het laatste is de ijsdam die ook nu nog met enige regelmaat bij Kampen optreedt doordat drijfijs van de IJssel niet naar het Ketelmeer afgevoerd kan worden.

Op de rivieren kan ijsvorming leiden tot beïnvloeding van de waterstand. Een ijsdam leidt tot hogere waterstanden als gevolg van profielvernauwing en de hydraulische ruwheid van het ijsdek zelf. In het bovenrivierengebied kan de opstuwing in het zomerbed door een ijsdam enkele meters bedragen, in het benedenrivierengebied is de opstuwing minder [Schropp, 2007].

De veiligheid tegen overstromen is uitsluitend in het geding bij een combinatie van relatief hoge

afvoeren en afvoerbelemmering door een vaste ijsbezetting. Het meest gevaarlijke is een volledige ijsdam waarbij vrijwel geen water wordt doorgelaten.
Door warmtelozingen en het intensievere scheepvaartverkeer komt een vast ijsdek, en dus een ijsdam, tegenwoordig minder vaak voor en houden ijsdammen die wel ontstaan minder lang stand. Dit betekent dat een groot gedeelte van het ijs al verdwenen is als smeltwater uit het stroomgebied in Nederland arriveert. De kans op gevaarlijke situaties door het samenvallen van hoge rivierafvoer en ijsdammen is daardoor steeds kleiner geworden. Toch kan ijsvorming op de rivieren weer meer kans krijgen door het wegvallen van koelwaterlozingen door kerncentrales in bovenstroomsgebied (duitsland).

Er hebben zich sinds het einde van de 19e eeuw in het rivierengebied geen ijsgerelateerde overstromingen meer voorgedaan. Dit is te danken aan de normalisatiewerken, de toegenomen warmtelozingen op de rivieren en aan de hogere dijken.

Bij extreme waterstandsverhogingen als gevolg van ijsdamvorming in de rivieren zal men naar verwachting ingrijpen met bijvoorbeeld explosieven.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Belasting door luchtdruk

Als de kruin van een waterkering (volledig) lucht- en waterdicht is, inclusief de aansluitende bekledingen op het binnen- en buitentalud, kan belasting door luchtdruk optreden. De stijgende freatische lijn tijdens maatgevende omstandigheden kan ervoor zorgen dat er een luchtbel onder de kruin ingesloten raakt en door de waterdruk gecomprimeerd wordt. De hiermee samenhangende opwaartse druk is zodanig groot dat de kruinbekleding kan openbarsten).

Versie 1.0: 2 juli 2025

4. Karakteriseren van dijklichaam en bekledingen

4.1 Dijkprofiel en voorland

Geometrie dijk, voorland en dammen

De geometrie van een dijk speelt een belangrijke rol bij de generieke analyse van de initiële mechanismen voor een steenzetting, asfaltbekleding en/of grasbekleding. Voor het uitvoeren van deze analyse dient een dijkprofiel geschematiseerd te worden. Wanneer een voorland aanwezig is, kan het relevant zijn om ook het profiel van dit voorland te schematiseren. Hieronder wordt ingegaan op aandachtspunten met betrekking tot de schematisatie van zowel het voorland- als dijkprofiel.

Benader situatie op peildatum

Het gaat bij het vaststellen van een profiel in principe om een zo accuraat mogelijke weergave van de te verwachte situatie tot aan de peildatum, gebaseerd op recente metingen. Als binnen de periode tot aan de peildatum een significante verandering verwacht wordt (door bijvoorbeeld zetting of klink, zoals het geval kan zijn bij een zeer recent gebouwde dijk) dan kan hiermee bij de schematisering rekening worden gehouden. Bij een recent aangelegde dijk die nog onderhevig is aan klink en consolidatie van de ondergrond, kan gebruik worden gemaakt van zettingsprognoses die in het kader van het ontwerp zijn uitgevoerd. Het kan hierbij nodig zijn het hele profiel aan te passen naar een ‘gezet’ profiel.

Naast de genoemde zetting en klink van recent aangelegde dijken, zijn dijken ook door andere fenomenen onderhevig aan daling (of stijging), zoals zetting als gevolg van peilveranderingen, kruip van veen en kleilagen onder een dijk, winning van gas en zout en tektonische effecten. Deze

fenomenen zijn gebiedsafhankelijk en liggen doorgaans totaal in de orde van 0 tot 1 cm per jaar, met soms uitschieters naar boven. Deze vrij langzame daling van de dijk wordt geschat door extrapolatie van opvolgende reeksen van hoogtemetingen van de dijk die in het kader van eerdere beoordelingen zijn uitgevoerd naar de peildatum. Een praktische aanpassing is om alle profielpunten te verlagen met de voorspelde daling. Opgemerkt wordt dat specifiek bij bodemdaling van het maaiveld niet alleen onder de dijk plaatsvindt. Voor dit verschijnsel geldt dat dit ook gevolgen kan hebben voor de ligging van het voorland en niet alleen het geschematiseerde dijklichaam.
Bij de schematisatie van het dijk- en voorlandprofiel dient dus rekening te worden gehouden met alle verwachte veranderingen tot aan de peildatum. Als de verwachte veranderingen aanzienlijk zijn, wordt aanbevolen om naast de verwachte verandering ook een conservatief scenario voor de geometrieverandering door te rekenen. Aldus kan worden nagegaan of de onzekerheid een significante invloed heeft op de faalkans. Als de invloed van de onzekerheid groot is, wordt desgewenst aan de verschillende scenario's een kans van optreden toegekend. Uit de gebruikelijke methodiek van 'Werken met scenario's' volgt een gewogen faalkans.

Mijd details

Het gemeten profiel wordt geschematiseerd in de vorm van een reeks van profielpunten {x,z} die onderling zijn verbonden met rechte lijnen. De rechte lijnen tussen de profielpunten worden segmenten genoemd. Het wordt aanbevolen het gemeten profiel met zo min mogelijk profielpunten (en dus segmenten) te schematiseren, maar desondanks wel zodanig veel dat het profiel goed wordt weergegeven. Dit vergt enig gevoel voor dit aspect. Dit kan verkregen worden door berekeningen met wat meer -of minder- segmenten uit te voeren en de verschillen te analyseren. Profielpunten zijn in principe alleen nodig ter plaatse van duidelijke overgangen in helling en/of ruwheid. De schematisatie bevat bij voorkeur geen kleine details.

Ligging dijkteen

Bij de bepaling van de golfbelasting voor dijkbekledingen kan, wanneer een voorland minimaal één golflengte breed is, rekening worden gehouden met de golfreducerende werking van het aanwezige voorland. Of een voorland een golfreducerende werking heeft hangt onder andere af van de gemiddelde helling van het voorland over een lengte van 20 a 30m. Het voorlandprofiel bevat de geometrie van het voorland tot de dijkteen. Merk op dat wanneer het voorlandprofiel wordt gecombineerd met het dijkprofiel voor de grasbekleding het effect van het voorland ook kan worden meegenomen bij het bepalen van het gemiddelde golfoverslagdebiet of de verdeling van de overslaande golfvolumes.

In de toegepaste software (Riskeer en Hydra-NL) heeft de ligging van de dijkteen invloed op de hydraulische belasting op de dijk. Hiermee is de schematisatie van belang. Er wordt aanbevolen om de ligging van de teen te schematiseren op basis van metingen. In het geval gegevens niet beschikbaar zijn kan er gekozen worden voor een conservatieve (lage) ligging van de teen. De schematisatie van de teen is ook van belang voor de juiste berekening van de stabiliteit van de steenzetting. Enerzijds gaat het om het niveau van de aansluiting van het voorland op de dijk, wat kan afwijken van het niveau dat aangehouden is voor de hydraulische belasting. Anderzijds is het niveau van de onderrand van de steenzetting van belang. Deze kan onder of boven het voorlandniveau liggen.

Voorland

Bij de bepaling van de golfbelasting voor dijkbekledingen kan, wanneer een voorland minimaal één golflengte breed is, rekening worden gehouden met de golfreducerende werking van het aanwezige voorland. Het voorlandprofiel bevat de geometrie van het voorland tot de dijkteen.

Merk op dat wanneer het voorlandprofiel wordt gecombineerd met het dijkprofiel voor de

grasbekleding het effect van het voorland ook kan worden meegenomen bij het bepalen van (verdelingen van) het golfoverslagdebiet.

Regels voor schematisatie

Het gemeten voorlandprofiel wordt geschematiseerd in de vorm van een reeks van profielpunten {x,z} die onderling zijn verbonden met rechte lijnen. De rechte lijnen tussen de profielpunten worden segmenten genoemd.

Voor de schematisatie geldt dat veranderingen in helling binnen het voorlandprofiel als profielpunten kunnen worden beschouwd.

Een gemeten voorlandprofiel kan volgen uit een waterpassing, laseraltimetrie (zoals het Actueel Hoogtebestand Nederland, AHN) en/of lodingen.

Een voorlandprofiel bestaat uit één of meerdere segmenten met (een) helling(en) flauwer dan 1:10. De afstand tussen de profielpunten is minimaal 10 meter (in x-richting). Het voorlandprofiel mag geen negatieve hellingen bevatten. Als het voorlandprofiel een segment bevat dat te steil is om als segment van een voorland te schematiseren, dan wordt aanbevolen om het betreffende segment te negeren dan wel te schematiseren als een segment met een helling 1:10.

Negatieve helling

Negatieve hellingen in segmenten (dalend) mogen niet geschematiseerd worden. Als negatieve hellingen voorkomen dient het laagste punt in het voorlandprofiel horizontaal geschematiseerd te worden.

Dammen

Wanneer een dam aanwezig is tussen de uitvoerlocatie en de dijkteen, dan kan het verstandig zijn het effect hiervan op de hydraulische belasting (en in het bijzonder de golven) in rekening te brengen. Het gaat hierbij nadrukkelijk uitsluitend om een dam die zich tussen de uitvoerlocatie en de dijkteen.

Het verdisconteren van een dam betreft de transformatie van de hydraulische condities van de uitvoerlocatie naar de teen van de waterkering. De parameters (waterstand, golfhoogte, golfperiode en golfrichting) blijven bij deze transformatie gelijk, maar de waardevan de parameters kan veranderen. Bij de huidige invulling van de transformatie kan de waarde van de golfhoogte veranderen; de waarde van waterstand en de golfperiode verandert niet.

De verdiscontering van een dam en/of voorland is op zichzelf geen toetsspoor, maar de verdiscontering maakt onderdeel uit van de hydraulische belastingen voor de volgende faalmechanismen:

- Afschuiven langs een diep glijvlak of ondiep glijvlak/bekleding (bij significante golfoverslag).
- Uitspoelen kernmateriaal en afdrukken bekleding.
- Golfklappen op asfaltbekleding.
- Grasbekleding erosie buitentalud.
- Grasbekleding erosie kruin en binnentalud.
- Stabiliteit steenzetting.
- Hoogte kunstwerk.
- Sterkte en stabiliteit puntconstructies.
- Niet-waterkerende objecten, bebouwing.

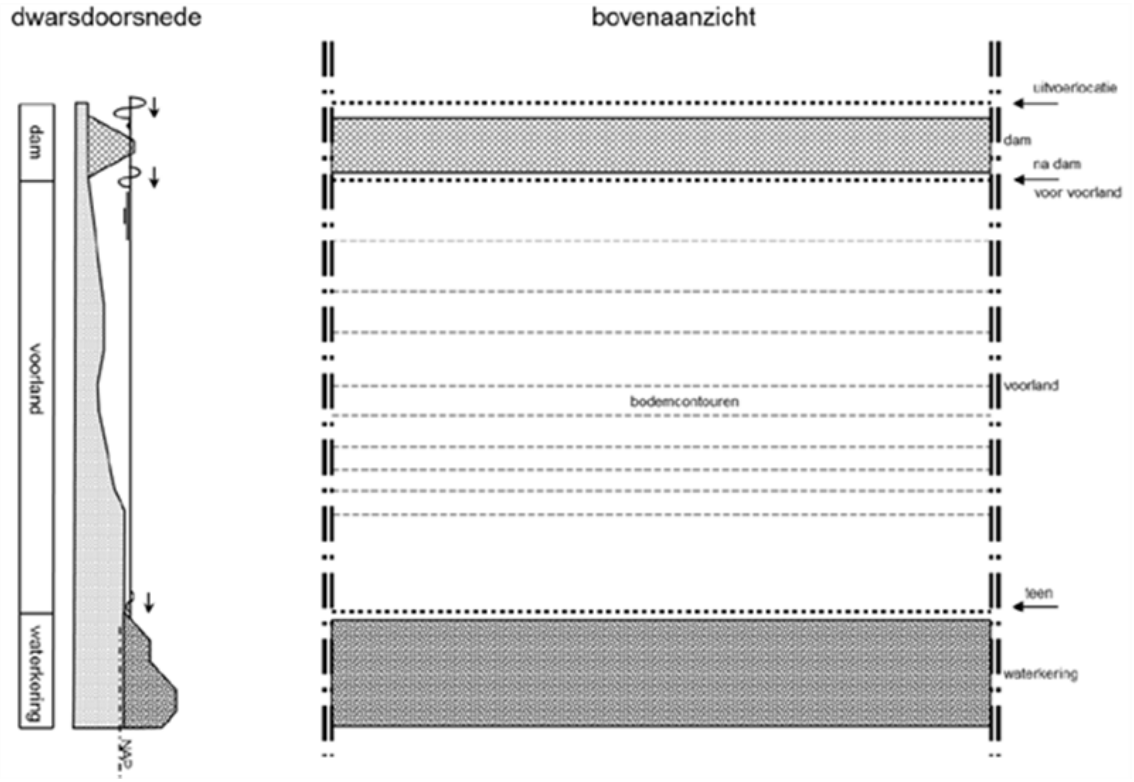
Bij de analyse van het initiële mechanisme moet in principe rekening worden gehouden met het effect van een eventuele dam op de hydraulische belasting op de waterkering. Hierbij geldt een aantal uitzonderingen:

- In het geval dat een dam niet standzeker is bij stormcondities, dan, dient nader beschouwd te worden of de dam na bezwijken nog een golfreducerende werking heeft.
- Ook kan mogelijk gerekend worden met een tijdelijke golfreducerende werking voor die condities waarvoor de dam nog wel standzeker is.

Toepassingsbereik dammen

De 1D-benadering maakt de rekenmethode minder geschikt voor de volgende situaties:

- Een dam met een nabijgelegen uiteinde of opening.
- Een dam met variërende kruinhoogte.
- Een dam die niet parallel aan de waterkering ligt.



Figuur 1 Grafische weergave van de 1D-schematisering.

De beperkingen die voortvloeien uit de verwaarlozing van het windeffect laten zich minder eenvoudig verwoorden. Wel is duidelijk dat de rekenmethode minder geschikt is voor situaties waar sprake is van (een combinatie van) de volgende aspecten:

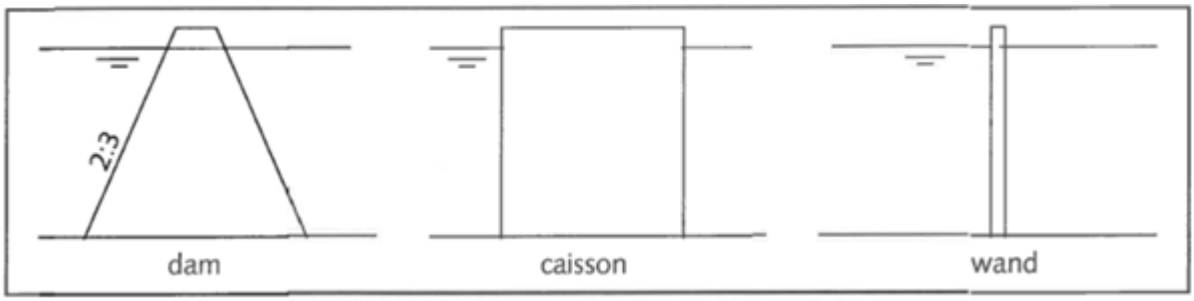
- Een grote rol van (aanlandige) wind in de hydraulische belasting.
- Een grote afstand (ruwe indicatie: honderden meters) tussen uitvoerlocatie en dijkteen.
- Een sterke golfreductie door een dam.

Andere beperkingen van de rekenmethode zijn:

- Niet-lineaire invloeden, verandering van de golfperiode en verandering van de waterstand worden niet berekend.
- Er worden slechts drie standaard types dammen ondersteund (namelijk rechte wand, havendam, caisson), in de vorm van een empirische formule voor golftransmissie.

Indien er een dam aanwezig is dient men te bepalen of deze wel of niet geschematiseerd dient te worden. Hierbij gelden de volgende toepassingsvoorwaarden:

1. De dam ligt tussen de uitvoerlocatie en de teen van de waterkering.
2. De dam dient als een trapeziumvormige dam, een caisson of een verticale wand te worden geschematiseerd, zie Figuur 2. De dam mag geen drijvende dam of drijvende golfbreker zijn.
3. Het bassin achter de dam is in zoverre open dat de waterstand achter de dam en voor de dam te allen tijde gelijk mag worden verondersteld.
4. Er zijn geen zodanige openingen in of naast de dam dat daar golfdoordringing door kan optreden die een significant aandeel kan vormen in de golfbelasting op het beschouwde dijkvak. In geval van twijfel wordt aanbevolen de dam niet te schematiseren.
5. Er is geen voorland tussen de uitvoerlocatie en de dam aanwezig. Een voorland tussen de uitvoerlocatie en de dam kan niet in de gehanteerde rekenmethode worden verdisconteerd. De eventuele effecten van dit voorland op de golven (verandering in golfhoogte en -richting) worden dus niet in rekening gebracht.
6. De dam is standzeker. Men dient na te gaan of de dam ook tijdens beschouwde extreme stormcondities in een zodanige staat aanwezig is dat dezelfde hydraulische respons valt te verwachten. Het is bijvoorbeeld denkbaar dat de dam door een zware storm (golfaanval) bezwijkt en de golfreducerende functie verliest. In geval van twijfel over de standzekerheid van de dam, dan wordt aanbevolen de dam niet te schematiseren. Er kan overwogen worden om een scenarioanalyse toe te passen mits de aanwezigheid van de dam leidt tot het voldoen aan de norm.



Figuur 2 Keuze uit drie damtypen: 1) dam, 2) caisson en 3) wand [De Waal, 1999].

Het is gewenst om een dam die in de faalkansberekening wordt meegenomen ook in de legger vast te leggen.

Schematisering dammen

Het type dam dient geschematiseerd bestaat de keuze uit een trapeziumvormige dam, een caisson of een verticale wand. Een overzicht hiervan is gegeven in Figuur 2. Indien het niet helder is met welk type de dam geschematiseerd dient te worden dient een conservatieve keuze gemaakt te worden. Bij een kruin onder de verwachte maatgevende waterspiegel is de meest conservatieve keuze het type ‘wand’. Bij een kruin boven de verwachte waterspiegel is de meest conservatieve keuze het type ‘dam’.

De hoogte van de dam dient opgegeven te worden in m + NAP. In geval van variërende kruinhoogte dient de laagste waarde gehanteerd te worden. Het gaat bij de kruinhoogte in principe om een zo accuraat mogelijke weergave van de actuele situatie op het tijdstip van de toetsing, bij voorkeur gebaseerd op recente metingen. Alleen als op korte termijn significante verandering verwacht wordt (door zetting of klink, zoals het geval kan zijn bij een zeer recent gebouwde dam) kan wordt aanbevolen hier bij de faalkansbereking rekening mee te houden.

Dammen met openingen

Als een (of meerdere) dam(men) een opening hebben kunnen de hydraulische randvoorwaarden afgeleid worden met HB Havens. Hierbij is lokale golfgroei tussen dam en dijklichaam een aandachtspunt mits de dam ver van dijklichaam ligt.

Dijkprofiel

Het dijkprofiel speelt een belangrijke rol bij de generieke analyse van de initiële mechanismen ZST, AGK, GEBU en GEKB. Voor de schematisatie van het dijkprofiel voor de analyse van een steenzetting, asfaltbekleding en grasbekleding gelden specifieke regels en richtlijnen. Deze zijn beschreven in de artikelen Schematisatie dijkprofiel steenzetting, Schematisatie dijkprofiel asfaltbekleding en Schematisatie dijkprofiel grasbekleding.

Ruwheid

Van ieder segment dient de ruwheidsfactor ingevoerd te worden. De ruwheidsfactoren liggen tussen 0,5 (voor zeer ruw) en 1,0 (voor glad).

Tabel 1 Ruwheidsfactoren.

Code	Omschrijving	Invloedsfactor	Vergelijkingsmateriaal
1	Asfaltbeton	1,0	Referentietype
2	Mastiek	1,0	Asfalt
3	Dicht steenasfalt	1,0	Referentietype
4	Open geprefabriceerde steenasfaltmatten	0,9	Geen foto / Fixtone
5	Open steenasfalt	0,9	Referentietype / Fixtone
6	Zandasfalt (tijdelijk of in onderlaag)	1,0	Referentietype
7	Breuksteen, gepenetreerd met asfalt (vol en zat)	0,8	Breuksteen / asfalt / Vilvoordsesteen

8	Baksteen/betonsteen, gepenetreerd met asfalt (vol en zat)	1,0	Ondoorlatend en vrijwel glad
9	Breuksteen, gepenetreerd met asfalt (patroonpenetratie)	0,7	Breuksteen / asfalt, enkele laag 0,8
10	Betonblokken met afgeschuinde hoeken of gaten erin	1,0	Amorflex
11	Betonblokken zonder openingen	1,0	Referentietype
11,1	Haringmanblokken	0,9	Referentietype
11,2	Diaboolblokken	0,8	1/4 blokken omhoog, maar hoger, dus ruwer
11,3	Plat gezette blokken met afstandhouders	1,0	
11,4	Blokken op hun kant	1,0	
11,5	Blokken op hun kant met afstandhouders	1,0	
11,51	Blokken op hun kant met afstandhouders en ingegoten met gietasfalt	1,0	
11,6	Verkalit mgv	0,9	
11,7	Verkalit GOR		
12	open blokkenmatten, afgestrooid met granulair materiaal	0,9	Amorflex

13	Blokkenmatten zonder openingen in de blokken	0,95	Dichte betonblokken
14	Betonplaten van cementbeton of gesloten collodiaal beton (in situ gestort)	1,0	Dichte betonblokken
15	Collodiaal beton (open structuur)	1,0	Asfalt, weinig doorlatend
16	Betonplaten (prefab)	1,0	Dichte betonblokken
17	Doorgroeisteen, beton	0,95	Steen zelf enige ruwheid, maar gras maakt het gladder
18	Breuksteen, gepenetreerd met cementbeton of collodiaalbeton (vol en zat)	0,8	Breuksteen / asfalt / Vilvoordsesteen
19	Breuksteen, met patroonpenetratie van cementbeton of collodiaalbeton	0,7	Breuksteen / asfalt; enkele laag 0,8
20	Gras, gezaaid	1,0	Referentietype
21	Gras, zoden of gezaaid, in kunststofmatten	1,0	Gras
22	Bestorting van grof grind en andere granulaire materialen	0,8	Kleiner dan breuksteen, minder ruw. Voorwaarde: stabiel
23	Grove granulaire	0,7	Kleiner dan

	materialen c.q. breuksteen verpakt in metaalgaas		breuksteen, wel doorlatend
24	Fijne granulaire materialen c.q. zand/grind verpakt in geotextiel, zandzakken	0,9	Enige doorlatendheid en ruwheid
25	Breuksteen (stortsteen)	0,55	Referentietype. Enkele laag 0,7
26	Basalt, gezet	0,9	Referentietype
26,01	Basalt, gezet, ingegoten met gietasfalt	0,95	Basalt, zonder doorlatendheid
26,02	Basalt, gezet, ingegoten met collodiaal beton of cementbeton	0,95	Basalt, zonder doorlatendheid
27	Betonzuilen en andere niet-rechthoekige blokken		
27,1	Basalton	0,9	Basalt
27,2	PIT Polygoon zuilen	0,9	Basalt
27,3	Hydroblock	0,9	Basalt; Ecoblok 0,9
27,4	Ronaton	0,9	Basalt
27,5	C-Star	0.9	Basalt
27,6	Hillblock	zie formule γ_f	Basalt
27,7	Basalton$^+$	0,9	Basalt

27,8	Ronataille	zie formule γ_f	Basalt
27,9	Hillblock 2.0	zie formule γ_f	Basalt
27,01	Betonzuilen of niet-rechthoekige, ingegoten met gietasfalt	1,0	Asfalt, vrijwel glad en ondoorlatend
27,11	Basalton, ingegoten met gietasfalt	1,0	Asfalt, vrijwel glad en ondoorlatend
27,21	PIT Polygoon zuilen, ingegoten met gietasfalt	1,0	Asfalt, vrijwel glad en ondoorlatend
27,31	Hydroblock, ingegoten met gietasfalt	1,0	Asfalt, vrijwel glad en ondoorlatend
27,02	Betonzuilen of niet-rechthoekige blokken, ingegoten met beton	1,0	Asfalt, vrijwel glad en ondoorlatend
27,12	Basalton, ingegoten met beton	1,0	Asfalt, vrijwel glad en ondoorlatend
28	Natuursteen, gezet		
28,1	Vilvoordse	0,85	Referentietype
28,2	Lessinische	0,85	Vilvoordse
28,3	Doornikse	0,9	Basalt
28,4	Petit graniet	0,90	Basalt
28,5	Graniet	0,95	Basalt, iets minder open

28,6	Noordse of Drentse steen	0,75	Enkele laag breuksteen, iets minder doorlatend
28,01	Natuursteen, gezet, en ingegoten met gietasfalt		
28,11	Vilvoordse, ingegoten met gietsafsalt	0,95	Asfalt, vrijwel glad en ondoorlatend
28,21	Lessinische, ingegoten met gietasfalt	1,0	Asfalt
28,31	Doornikse, ingegoten met gietasfalt	1,0	Asfalt
28,41	Petit graniet, ingegoten met gietasfalt	1,0	Asfalt
28,51	Graniet, ingegoten met gietasfalt	1,0	Asfalt
28,61	Noordse of Drentse steen, ingegoten met gietasfalt	0,85	Enkele laag breuksteen, veel minder doorlatend
28,02	Natuursteen, gezet, en ingegoten met beton		
28,12	Vilvoordse, ingegoten met beton	0,95	Asfalt, vrijwel glad en doorlatend
28,22	Lessinische, ingegoten met beton	1,0	Asfalt
28,32	Doornikse, ingegoten met beton	1,0	Asfalt
28,42	Petit graniet,	1,0	Asfalt

	ingegoten met beton		
28,52	Graniet, ingegoten met beton	1,0	Asfalt
28,62	Noordse of Drentse steen, ingegoten met beton	0,85	Enkele laag breuksteen, veel minder doorlatend
29	Koperslakblokken	1,0	Dichte betonblokken
30	Klei onder zand		Niet van toepassing
31	Bestorting van natuursteenmassa	0,55	Dubbele laag breuksteen, bijvoorbeeld kreukelberm
32	Klinkers, beton of gebakken	1,0	Dichte betonblokken, voegen dicht met gras
33	Zand		Niet van toepassing
34	Steenfundering, gebonden		Niet van toepassing
37,1	Quattroblocks	0,9	Basalt
37,2	Ronaton XL	0,9	Basalt
37,3	Hillblock Forte	zie formule γ_f	Basalt
56	Kade, keermuur, kistdam		Niet van toepassing

Veel ruwheidsfactoren zijn gegeven in tabel 1. Voor Hillblocks, RONATaille, en Verkalit GOR (code 27,6; 27,9; 37,3; 27,8; 11,7) kan de ruwheidsfactor worden bepaald met de volgende vergelijking:

$$\gamma_f = \min\left[0{,}0028\frac{H_{m0}}{d_{kanaal}} + c_{kanaal} + max\left(0{,}27 + 0{,}033\,ln\left(\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}}\right);0\right);0{,}95\right]$$

Waarin H_{mo} de significante golfhoogte aan de teen van het talud is op basis van het golfspectrum, q is het gemiddelde overslagdebiet per meter dijk [$m^3/m/s$], en d_{kanaal} is het volume van de kanalen per m^2 taludoppervlak [m].

De waarden voor c_{kanaal} zijn gegeven in Tabel 2. Enkele waardes voor d_{kanaal} zijn gegeven in Tabel 3.

Deze waardes zijn alleen afgeleid voor Hillblock type 27,6. De vorm van de kanalen is voor de andere types gelijk. Maar voor type 27,9 is een andere voet toegepast, waardoor de kanalen groter zijn dan voor Hillblock 2.0 (27,6). Voor Hillblok Forte (37,3) is de hoogte-breedte verhouding van het blok tevens aangepast, waardoor de kanalen gelijk zijn voor een Hillblock 2.0 van 20 cm en een Hillblock Forte van 26 cm. Hiermee is rekening gehouden in de gegeven waardes in tabellen 2 en 3.

De bovenstaande formule is geldig voor:

$$\gamma_b \xi_{om} \leq 1{,}8$$

waarin de $\gamma_b$invloedsfactor voor een berm representeert en ξ_{om} is de brekerparameter op basis van de golfperiode $T_{m-1,0}$. Voor ξ_{om} *geldt:*

$$\xi_{om} = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{s_{om}}}$$

In het bereik

$$1{,}8 < \gamma_b \xi_{om} \leq 10$$

gaat de ruwheidsfactor lineair naar 1.

Tabel 2: Waarden voor de constante C_{kanaal} voor het bepalen van de ruwheidsfactor

Steenzetting	**C_{kanaal}**
Hillblocks (27,6; 27,9; 37,3)	0,69*
RONATaille (27,8)	0,72
Verkalit GOR (11,7)	0,75

* Waarde alleen afgeleid voor type 27,6. Vorm van de kanalen is voor de andere types gelijk, waardoor C_{kanaal} gelijk aangenomen kan worden.

Tabel 3: Waarden voor het kanaalvolume per m^2 d_{kanaal} voor het bepalen van de ruwheidsfactor (voorbeeldwaardes, d_{kanaal} is twee maal zo groot bij 2 maal grotere toplaagdikte)

Steenzetting	**Toplaagdikte (m)**	**d_{kanaal} (m^2/m)**
Hillblock (27,6)	0,2	0,045
Hillblock 2.0 (27,9)	0,2	0,045*
Hillblock Forte (37,3)	0,26	0,045*
RONATaille (27,8)	0,15	0,022
Verkalit GOR (11,7)	0,15	0,021

*Geen waardes beschikbaar voor dit type, houdt (conservatief) waardes voor Hillblock (27,9) aan, al dan niet verschaald op gelijke wijze als onder tabel 2 staat.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Schematisatie van het dijkprofiel voor de analyse van een steenzetting

HIeronder wordt ingegaan op de schematisatie van het dijkprofiel voor de analyse van een steenzetting. Het profiel bevat de geometrie van de dijk vanaf de dijkteen tot en met de binnenteen.

Regels voor schematisatie

Het gemeten dijkprofiel wordt geschematiseerd in de vorm van een reeks van profielpunten {x,z} die onderling zijn verbonden met rechte lijnen. De rechte lijnen tussen de profielpunten worden segmenten genoemd. Er wordt hierbij onderscheid gemaakt tussen:

- Onderbeloop (een segment met helling steiler dan 1:9 onder een berm).
- Berm (een horizontaal segment of segment met een helling flauwer dan 1:9).
- Bovenbeloop (een segment met een helling steiler dan 1:9 boven een berm).
- Kruin.
- Binnentalud.

Voor de schematisatie geldt dat veranderingen in taludhelling binnen het dijkprofiel, maar ook overgangen tussen dijkbekledingen als profielpunt kunnen worden beschouwd.

Een gemeten dijkprofiel kan volgen uit een waterpassing en/of laseraltimetrie (zoals het Actueel Hoogtebestand Nederland, AHN).

Taludhelling

Het geschematiseerde profiel mag geen segmenten bevatten die steiler zijn dan 1:1. Daarnaast mag het eerste segment, tenzij hier een teenbestorting aanwezig is, geen berm zijn.

Overgangen

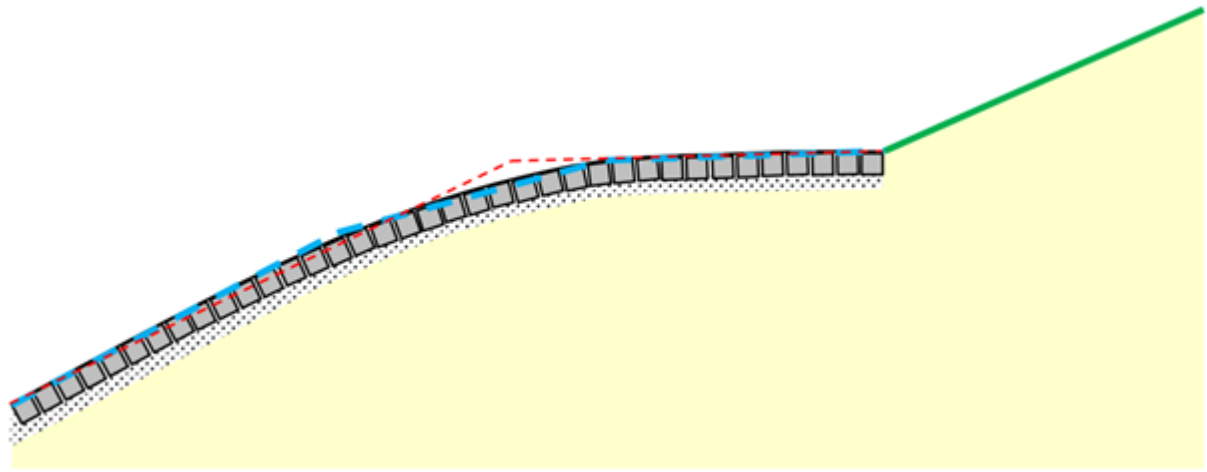
Overgangen tussen verschillende (typen) dijkbekledingen (bijvoorbeeld een overgang tussen twee verschillende typen steenzettingen of een overgang tussen een steenzetting en een asfalt- of grasbekleding) moeten als profielpunt worden beschouwd. De verschillende (type) dijkbekledingen worden daarmee als aparte segmenten beschouwd.

Richtlijnen voor schematisatie

Hieronder is een richtlijn gegeven voor het schematiseren van een specifieke aandachtspunt. Vanzelfsprekend kunnen deze richtlijnen niet alle gevallen ondervangen. Veelal wordt hiermee echter wel duidelijk in welke richting men het beste een schematisering kan zoeken.

Schematisatie tonrondte

Als er sprake is van een tonrondte in het talud of een afronding van de voorrand van een berm, dan zijn er meerdere mogelijkheden om het talud te schematiseren. Het gekromde talud kan grof geschematiseerd worden met twee rechte lijnen, zoals de rode lijn in Figuur 1, of gedetailleerder met meerdere lijnen, zoals de blauwe lijn. Men is vrij om hiervoor een verstandige keuze te maken. De breedte van de segmenten in het dwarsprofiel moeten niet te klein gekozen worden: niet kleiner dan circa 0,5 à 1 m, gemeten langs het talud. Het komt ook voor dat het talud aan de onderzijde hol is (steeds flauwer talud richting teen). Ook in dat geval kan op vergelijkbare wijze met een paar rechte lijnen het talud geschematiseerd worden.



Figuur 1 Schematisering van een talud met tonrondte en afgeronde voorrand van de berm.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Schematisatie van het dijkprofiel voor de analyse van een asfaltbekleding

In dit artikel wordt ingegaan op de schematisatie van het dijkprofiel voor de analyse van een asfaltbekleding. Het profiel bevat de geometrie van de dijk vanaf het laagste niveau van de asfaltbekleding tot en met het niveau van de golfklapzone (zie het artikel Fenomenologische beschrijving asfaltbekleding buitentalud).

Regels voor schematisatie

Het gemeten dijkprofiel wordt geschematiseerd in de vorm van een reeks van profielpunten {x,z} die onderling zijn verbonden met rechte lijnen. De rechte lijnen tussen de profielpunten worden segmenten genoemd.

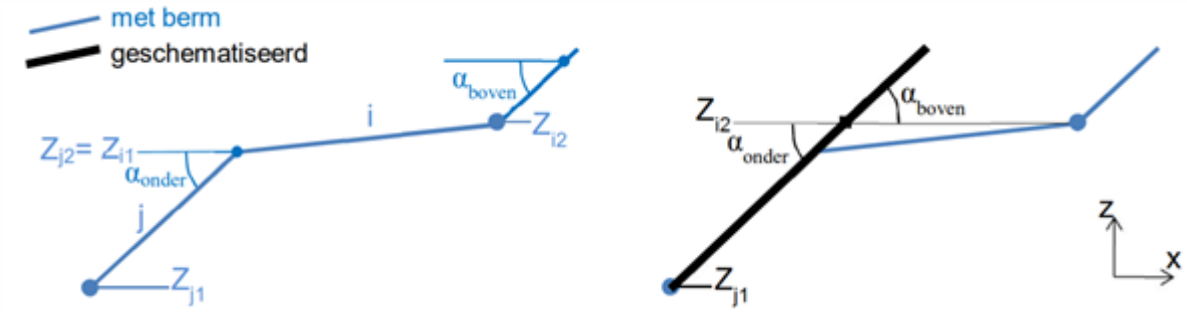
Voor de schematisatie geldt dat veranderingen in taludhelling binnen het dijkprofiel beneden het niveau van de golfklapzone als profielpunt kunnen worden beschouwd. Het onderste en bovenste profielpunt wordt bepaald door het niveau van de onder- en bovenrand van de asfaltbekleding.

Een gemeten dijkprofiel kan volgen uit een waterpassing en/of laseraltimetrie (zoals het Actueel Hoogtebestand Nederland AHN).

Taludhelling

Voor de analyse van een asfaltbekleding geldt: hoe steiler het talud, hoe zwaarder de golfbelasting (hoe groter de stootfactor) op de asfaltbekleding. Dit betekent dat bij de schematisering van het dijkprofiel erop moet worden gelet dat de steilste hellingen binnen een dijkvak moet terugkomen in het geschematiseerde profiel.

Golfklappen op een flauwer talud leveren mogelijk minder hoge stootfactoren op. Omdat geen metingen op taluds met hellingen flauwer dan 1:6 zijn verricht, kan niet worden aangetoond in hoeverre de belasting door golfklappen wordt gereduceerd door de flauwere taludhelling. Om die reden wordt aanbevolen om voor segmenten met een taludhelling flauwer dan 1:6, zoals bermen, de helling van het hieronder gelegen segment te hanteren, zie ook de Figuur.



Figuur 1 Schematisatie segmenten met een helling flauwer dan 1:6. Links een dijkprofiel met segment met een helling flauwer dan 1:6 en rechts de situatie waarvan de helling van het segment is aangepast.

Niveau asfaltbekleding

Omdat alleen asfaltbekledingen in de golfklapzone worden belast is het niveau van de onder- en bovenrand gelijk aan het laagste en hoogste niveau van de asfaltbekleding binnen een vak.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Schematisatie van het dijkprofiel voor de analyse van een grasbekleding

HIeronder wordt ingegaan op de schematisatie van het dijkprofiel voor de analyse van een grasbekleding op zowel het buitentalud als de kruin en het binnentalud. Het voor de analyse te gebruiken profiel bevat de geometrie van de dijk vanaf de dijkteen tot en met de buitenkruin. Met dit 'golfoploopprofiel' wordt het golfoploopniveau en het golfoverslagdebiet bepaald.

Regels voor schematisatie

Het gemeten dijkprofiel wordt geschematiseerd in de vorm van een reeks van profielpunten {x,z} die onderling zijn verbonden met rechte lijnen. De rechte lijnen tussen de profielpunten worden segmenten genoemd. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen talud- en bermsegmenten.

Voor de schematisatie geldt dat veranderingen in taludhelling binnen het dijkprofiel als profielpunt kunnen worden beschouwd. Ook overgangen tussen dijkbekledingen kunnen als profielpunt worden beschouwd.

Een gemeten dijkprofiel kan volgen uit een waterpassing en/of laseraltimetrie (zoals het Actueel Hoogtebestand Nederland AHN).

Taludhelling

Op basis van de taludhelling kan onderscheid worden gemaakt tussen talud- en bermsegmenten. Aan beide segmenten kan een ruwheidsfactor (zie het artikel Geometrie dijk, voorland en dammen) worden toegekend.

Een taludsegment heeft een helling die varieert tussen 1:1 en 1:8. Het te schematiseren dijkprofiel start en eindigt altijd met een taludsegment (en niet een bermsegment). Hierbij sluit het laagste segment aan op de buitenteen en het hoogste segment op de buitenkruinlijn. De kruin als horizontaal deel zelf wordt niet opgenomen in de golfloopprofielen.

Een berm als segment heeft een helling die varieert tussen 1:15 en 1:100. Het te schematiseren dijkprofiel mag maximaal twee segmenten, zijnde berm, bevatten. Hierbij mag iedere berm uit meerdere aaneengesloten segmenten bestaan.

Opgemerkt wordt dat segmenten door deze profieleisen nooit een helling kan hebben tussen 1:8 en 1:15. Het is aan een gebruiker om een onderbouwde keuze te maken op welke wijze een talud het best kan worden geschematiseerd waarmee wel wordt voldaan aan de profieleisen.

Overgangen

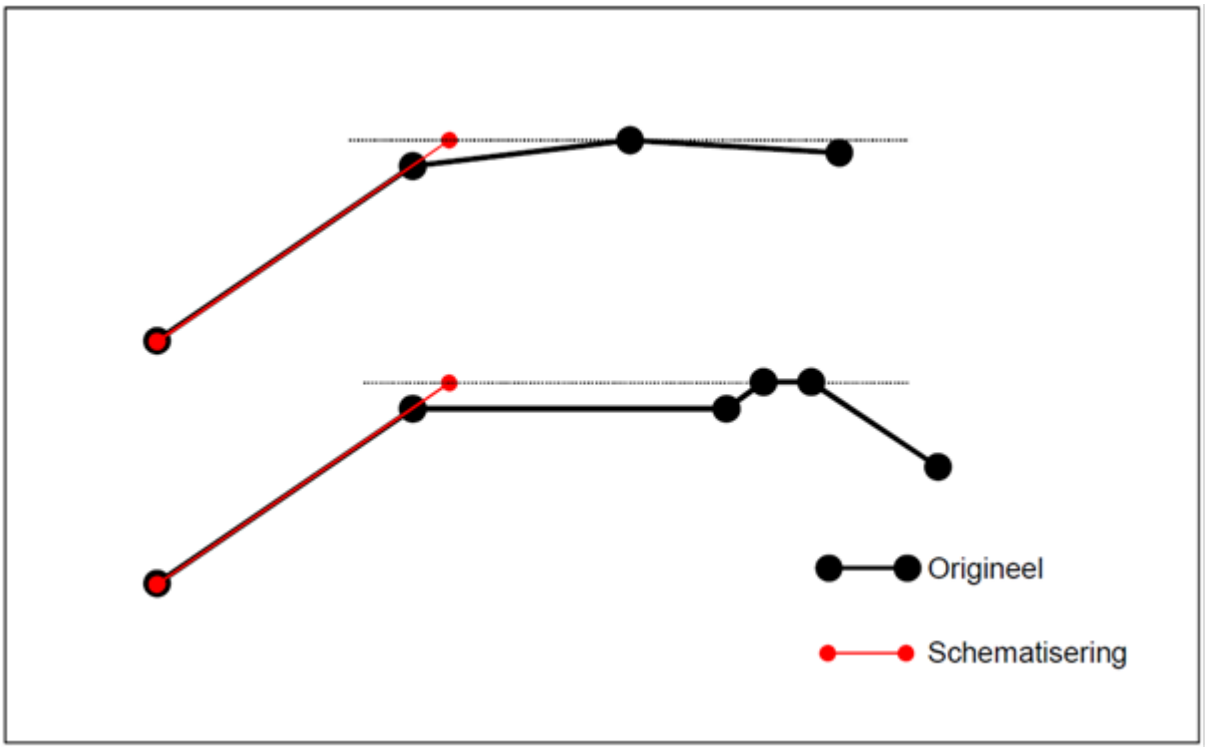
Overgangen tussen verschillende (typen) dijkbekledingen (bijvoorbeeld een overgang tussen twee verschillende typen steenzettingen of een overgang tussen een asfaltbekleding en grasbekleding) kunnen als profielpunt worden beschouwd. De verschillende (type) dijkbekledingen worden daarmee als aparte segmenten beschouwd. Aan ieder van deze segmenten kan een ruwheidsfactor worden toegekend.

Richtlijnen voor schematisatie

Hieronder zijn enkele richtlijnen gegeven voor het schematiseren van situaties die zelf niet aan de regels voldoen. Vanzelfsprekend kunnen deze richtlijnen niet alle gevallen ondervangen. Veelal wordt hiermee echter wel duidelijk in welke richting men het beste een schematisering kan zoeken.

Kruinhoogte

In veel gevallen is de buitenkruinlijn niet het hoogste punt van de dijk. De kruin kan namelijk een beetje verlopen of er kan sprake zijn van een kleine tuimeldijk. In deze gevallen wordt aanbevolen het hoogste segment door te trekken (bij gelijkblijvende helling en ruwheid) tot aan het niveau van het hoogste punt, zie Figuur 1. De buitenkruinlijn in de schematisering komt daarmee dus hoger te liggen dan de buitenkruinlijn in het gemeten dijkprofiel.

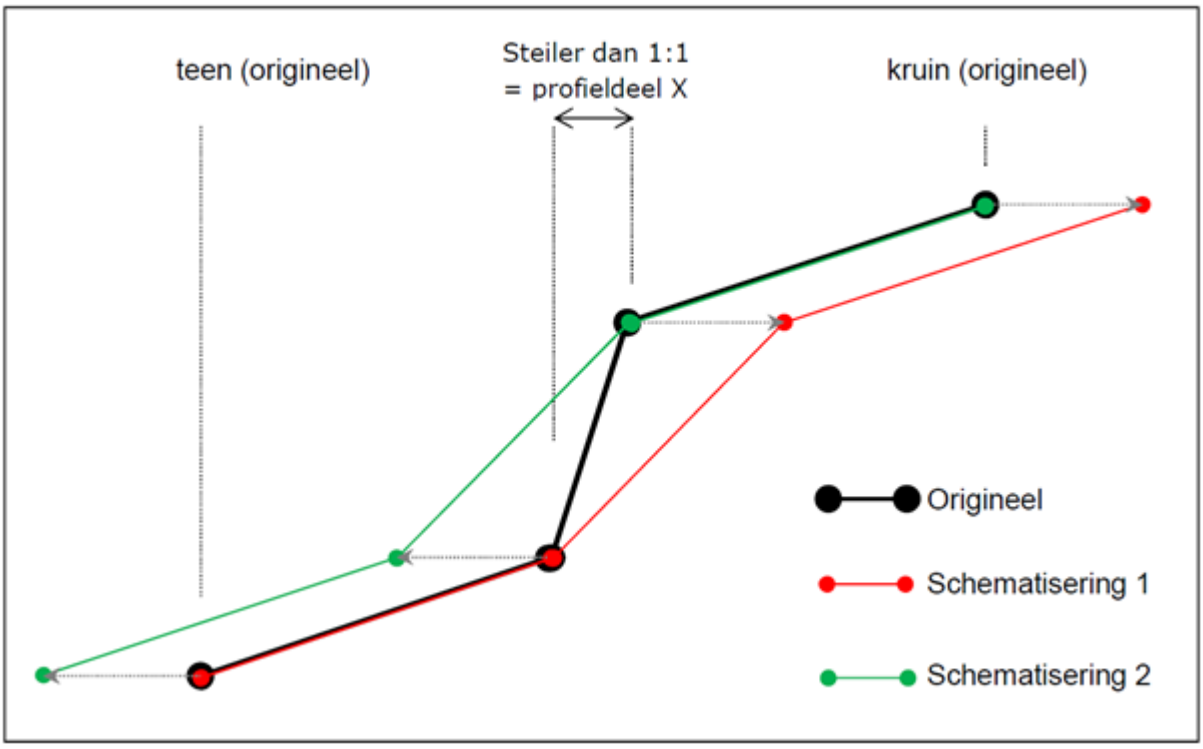


Figuur 1 Schematisering kruinhoogte.

Segment te steil voor taludsegment

Als een dwarsprofiel een segment bevat dat te steil is om als taluddeel te schematiseren, dan wordt aanbevolen om de helling van alleen het te steile segment aan te passen tot de maximaal toegestane helling (1:1). Hierbij kan zowel het bovenste profielpunt of het onderste profielpunt horizontaal worden verschoven. Als het laagste profielpunt horizontaal is verschoven dienen alle lager gelegen profielpunten evenveel horizontaal mee te schuiven en als het hoogste profielpunt horizontaal is verschoven dienen alle hoger gelegen profielpunten evenveel horizontaal mee te schuiven. Bovenstaande is in Figuur 2 schematisch weergegeven.

Merk op dat alleen de horizontale positie van de profielpunten wordt aangepast. Het is voor een goed rekenresultaat namelijk belangrijker dat niet de positie, maar het niveau van een profielpunt en de helling van een segment goed overeenkomen met de werkelijkheid.

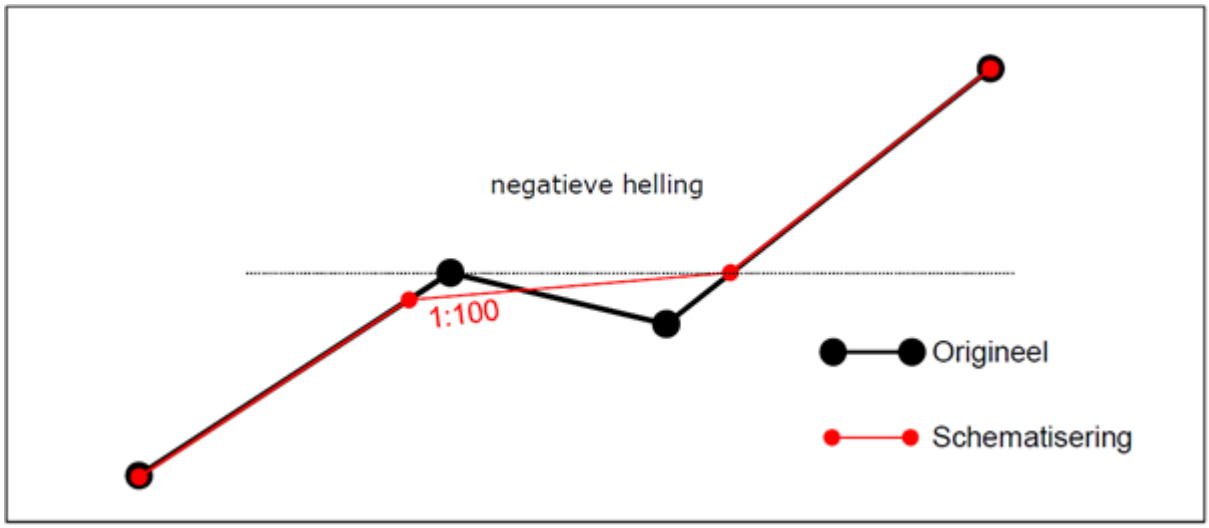


Figuur 2 Schematisering steile delen.

Deze aanpak kan onder andere worden toegepast voor profielen met een (relatief klein) verticaal segment. Als echter een groot verticale segment aanwezig is in het profiel, dan is geen sprake van een dijkprofiel en valt het betreffende profiel buiten de scope van dit artikel.

Negatieve helling

In het geval van een negatieve helling is er sprake van een 'kom' in het buitenprofiel. De golfoploop dempende werking van het water in deze kom is onvoldoende bekend om hier een schematiseringsrichtlijn voor te geven. Als eerste benadering wordt aanbevolen om het segment aan de buitenzijde van de kom en het segment aan de binnenzijde van de kom op hun plaats te laten, maar wel in te korten, namelijk door de kom te schematiseren als berm met de kleinst toegestane helling, waarbij het bovenste profielpunt het niveau van de bovenrand van de kom heeft, zie Figuur 3.



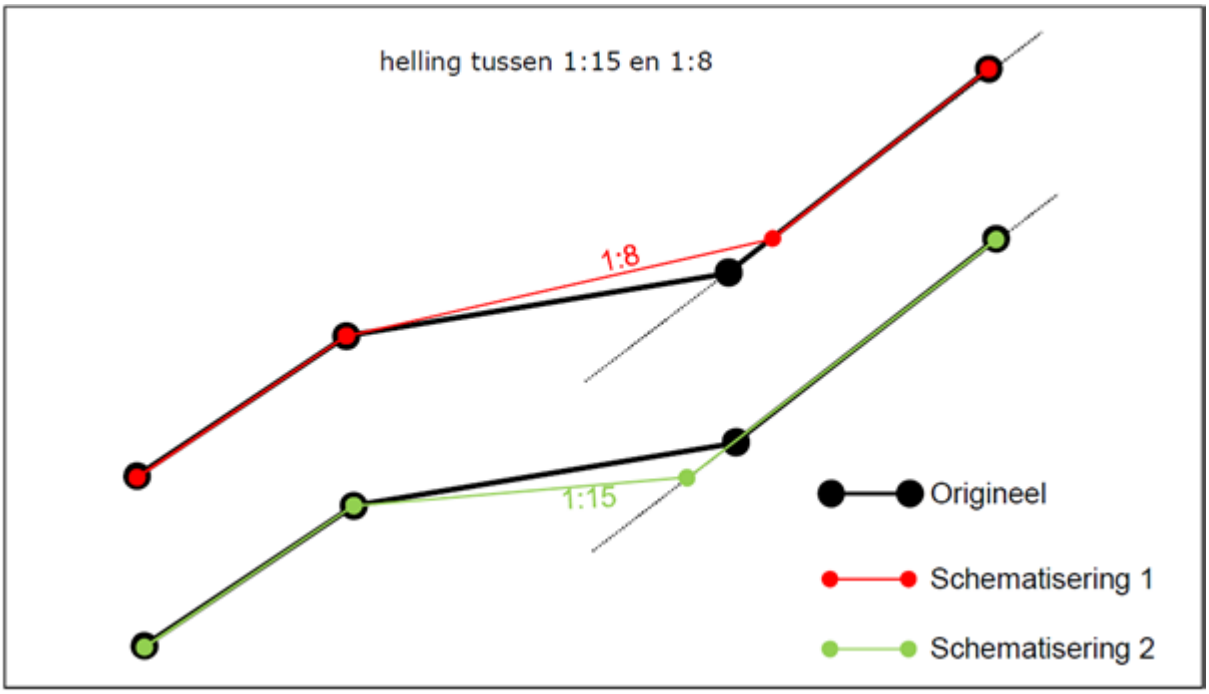
Figuur 3 Schematisering negatieve hellingen.

Segment te steil voor berm, te flauw voor talud

Een taludsegment heeft een minimale helling van 1:8 en een bermsegment heeft een maximale helling van 1:15. Segmenten met een helling tussen 1:8 en 1:15 zijn dus te steil voor een berm en te flauw voor een talud. In voorkomende gevallen wordt aanbevolen twee berekeningen te maken (zie Figuur 4 voor schematisering).

- Een berekening waarbij het segment net steil genoeg is gemaakt om als taluddeel te kunnen worden behandeld (door het bovenste punt omhoog te schuiven langs het bovenliggende segment), zie Figuur 4. In dit geval zal de gemiddelde taludhelling, zoals gebruikt in de berekening van het golfoverslagdebiet, relatief flauw zijn door de aanwezigheid van het segment met een helling van 1:8 [Van der Meer, 2002].
- Een berekening waarbij het segment net flauw genoeg is gemaakt om als bermdeel te kunnen worden behandeld (door het bovenste punt omlaag te schuiven langs het verlengde van het bovenliggende segment), zie Figuur 4. In dit geval zal worden gerekend met de gemiddelde helling van de boven en onder liggende taludsegmenten en wordt het positieve effect van de berm in de berekening verdisconteerd door middel van een bermfactor [Van der Meer, 2002].

Indien dit voor de vervolganalyse gewenst is kunnen de resultaten uit deze twee berekeningen door middel van gewogen middeling worden samengevoegd tot één resultaat. Zie hiervoor [Van der Meer, 2002].



Figuur 4 Schematisering helling tussen 1:15 en 1:8.

Meer dan twee bermen

Als een dijkprofiel meer dan twee bermen bevat, dan wordt aanbevolen alleen de bovenste twee bermen in de schematisering op te nemen.

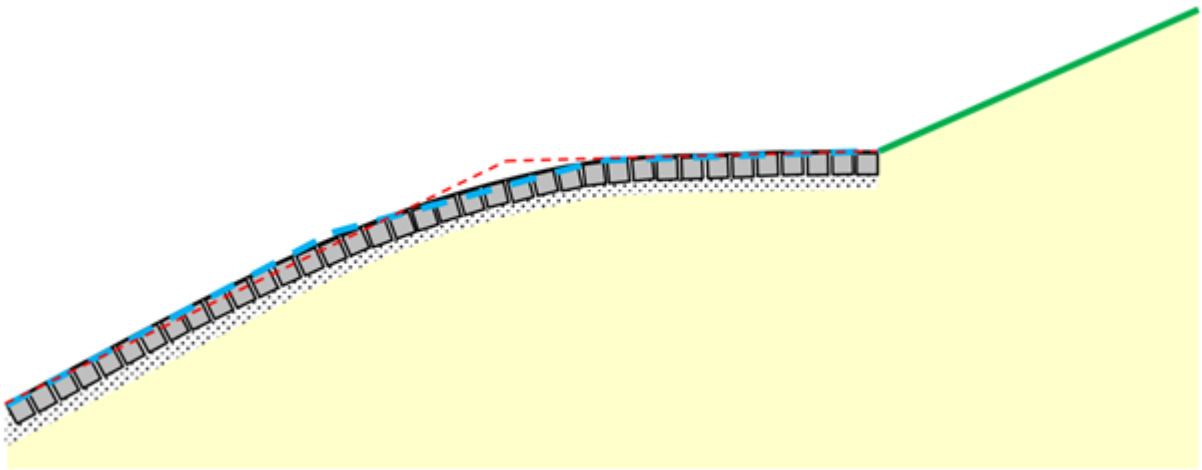
Omgang met breuksteen

In de meeste gevallen is de ligging van de profielpunten en segmenten eenduidig aan te geven. Een uitzondering hierop wordt gevormd door een breuksteen profieldeel. In dat geval wordt aanbevolen de bovenzijde van de niet of nauwelijks doorlatende laag aan te houden voor de schematisering van

het profieldeel.

Schematisatie tonrondte

Als er sprake is van een tonrondte in het talud of een afronding van de voorrand van een berm, dan zijn er meerdere mogelijkheden om het talud te schematiseren. Het gekromde talud kan grof geschematiseerd worden met twee rechte lijnen, zoals de rode lijn in Figuur 5, of gedetailleerder met meerdere lijnen, zoals de blauwe lijn. Men is vrij om hiervoor een verstandige keuze te maken. De breedte van de segmenten in het dwarsprofiel moeten niet te klein gekozen worden. Het komt ook voor dat het talud aan de onderzijde hol is (steeds flauwer talud richting teen). Ook in dat geval kan op vergelijkbare wijze met een paar rechte lijnen het talud geschematiseerd worden.



Figuur 5 Schematisering van een talud met tonrondte en afgeronde voorrand van de berm.

Versie 1.0: 2 juli 2025

4.2 Parameters steenzetting

4.2.1 Toplaagelementen

Dikte toplaagelement steenzetting

Het gewicht van een toplaagelement is relevant bij de generieke analyse van de toplaaginstabiliteit en afschuiving. Het gewicht is afhankelijk van de dichtheid en de dikte van een toplaagelement. Hieronder wordt ingegaan op de dikte van een toplaagelement.

Dikte

Definitie

De dikte (of hoogte) van het element van een toplaag wordt gemeten haaks op het taludoppervlak, aangeduid met d en uitgedrukt in meters [m].

Indien sprake is van Noordse steen, Vilvoordse steen of Lessinische steen wordt voor de dikte de nominale steendiameter D_{n50} gebruikt. Deze diameter is gelijk aan de riblengte van een kubus, die hetzelfde volume heeft als de steen die door 50% op basis van gewicht wordt onderschreden.

Rol

De hoogte van het toplaagelement (loodrecht op het talud) is van invloed op de toplaaginstabiliteit, afschuiving, en materiaaltransport door de toplaag: hoe dikker de toplaag, des te kleiner de kans is op toplaaginstabiliteit, afschuiving, of materiaaltransport.

Wijze van bepaling

De dikte van de toplaag kan op diverse manieren bepaald worden.

Gegevens archief

Revisietekeningen en meetgegevens uit het archief kunnen gebruikt worden, ook als ze enkele jaren oud zijn omdat de elementen niet of nauwelijks slijten. De gegevens uit ontwerpdocumenten of -tekeningen zijn niet bruikbaar, want de werkelijkheid wijkt vaak af.

Openbreken bekleding

Wanneer geen betrouwbare gegevens over de dikte van de toplaagelementen beschikbaar zijn, moet de bekleding worden opengebroken om de dikte te meten (een nauwkeurigheid van 1 cm is voldoende). Hiertoe wordt op een voldoende aantal locaties binnen een vak enkele elementen uit de toplaag verwijderd, zodat van vijf à tien elementen de dikte kan worden gemeten. De meetlocaties moeten zodanig worden gekozen dat voor elk vak een goed beeld ontstaat van de spreiding van de dikte. De meetdichtheid wordt dus bepaald door een inschatting van de variatie binnen elk vak. Voor een homogeen ogende steenzetting van fabrieksmatig geproduceerde betonnen elementen is het voldoende om, wanneer een vak niet langer is dan 1.000 m, voor twee punten (één aan het begin en één het eind van het vak) de steenzetting open te breken en de dikte op te meten. Voor natuursteen geldt dat op elke 100 à 200 m de steenzetting opengebroken moet worden om de dikte te meten. Als de steenzetting goed geklemd is, wordt de dikte van de eruit gehaalde en omringende stenen gemeten en wordt het gemiddelde aangehouden. Als de klemming niet goed is, wordt van de eruit gehaalde en omringende stenen alleen de dikte van de minst dikke steen gemeten.

Merk op dat de dikte van eenzelfde type toplaagelement kan variëren zonder dat dat zichtbaar is vanaf het oppervlak. Het wordt daarom aangeraden de metingen op verschillende niveaus binnen het betreffende bekledingsvlak uit te voeren.

Merk op dat voor Noordse steen, Vilvoordse steen of Lessinische steen de nominale steendiameter bepaald dient te worden.

Representatieve waarden

Bij fabrieksmatig geproduceerde elementen is de spreiding van de toplaagdikte zo klein, dat in de praktijk kan worden uitgegaan van het gemiddelde van alle elementen: die waarde is praktisch gelijk aan de ondergrens.

Bij een goed geklemde steenzetting of steenzettingen met interlocking geldt dat voor de rekenwaarde van de dikte de gemiddelde gemeten waarde gebruikt kan worden per meetlocatie. Van alle meetlocaties in een dijkvak wordt het laagste gemiddelde gebruikt in de berekeningen met STEENTOETS.

Bij steenzettingen van natuursteen wordt onderscheid gemaakt tussen enerzijds steenzettingen van Noorse steen, Vilvoordse steen of Lessinische steen, en anderzijds steenzettingen van de overige soorten natuursteen, zoals basalt, Doornikse steen en graniet. Voor natuursteen zoals Basalt, Doornikse steen en graniet geldt:

- Als een steenzetting goed geklemd is, moet een zetsteen uit de bekleding gehaald worden en moet de gemiddelde dikte bepaald worden van de eruit gehaalde en de omringende stenen. Dat gemiddelde geldt als de maatgevende toplaagdikte op de opengebroken locatie.
- Als een steenzetting níet goed geklemd is, moet een zetsteen uit de bekleding gehaald worden en moet van die steen en de omringende stenen de minst dikke steen geselecteerd worden. De dikte van die steen geldt als de maatgevende toplaagdikte op de opengebroken locatie.

De kleinste waarde van al deze locaties is de maatgevende toplaagdikte voor het segment.

Indien sprake is van Noorse steen, Vilvoordse steen of Lessinische steen moet in plaats van de toplaagdikte D, de nominale steendiameter D_{n50} gebruikt worden in de beoordeling. De D_{n50} is gelijk aan de riblengte van een kubus, die hetzelfde volume heeft als de steen die door 50% van de stenen wordt onderschreden. Bepaal dit gemiddelde op basis van 8 stenen per meetlocatie.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Het bepalen van de toplaagdikte van een steenzetting

Bij het beschouwen van de gehele toplaag wordt gesproken over de (laag-)dikte,
terwijl bij het beschouwen van losse toplaagelementen wordt gesproken over de (element-)hoogte.

De hier gedefinieerde dikte van de steenzetting is een rekenwaarde voor het dimensioneren (en toetsen) van steenzettingen. Bij prismatische zetsteen (de doorsnede evenwijdig aan het grondvlak is op alle hoogtes identiek) is de dikte van de steenzetting gelijk aan de afstand van onderzijde tot bovenzijde, echter zonder deklaag met geringere sterkte dan de rest van de zetsteen (zoals eco-top). Bij bijzondere vormen wordt onderstaande definitie gehanteerd.

Voor het bepalen van de dikte van de steenzetting moet eerst de bovenzijde en onderzijde in gedachten vlak en evenwijdig aan elkaar gemaakt worden, met behoud van het volume van het element, waardoor er geen vellingkanten en ruwheidselementen meer aan het element zitten. Bovendien wordt de eventueel aanwezige deklaag met geringere sterkte dan de rest van de zetsteen (zoals eco-top) in gedachten verwijderd. De projectie van het onderste 1/3 deel van de zetsteen op de ondergrond is het maatgevende grondvlak. Dit levert het maatgevende bovenvlak en grondvlak op. Met de bovenzijde en onderzijde wordt bedoeld de boven- en onderzijde zoals de zetsteen uiteindelijk geplaatst zal gaan worden.

De dikte van de steenzetting is gelijk aan het steenvolume zonder deklaag gedeeld door het maatgevende grondoppervlak, vermenigvuldigd met een vormfactor, maar nooit groter dan de afstand tussen het maatgevende grondvlak en bovenvlak.

De vormfactor is bedoeld voor bijzonder gevormde elementen en moet afgeleid worden uit grootschalig modelonderzoek, zoals omschreven in Handreiking Dijkbekledingen Deel 1: Algemeen (HDD1) of gelijkwaardig experimenteel onderzoek. Voor het Hillblock geldt een zodanige vormfactor dat de toplaagdikte gelijk wordt aan de afstand van grond- en bovenvlak. Voor alle andere typen geldt een vormfactor gelijk aan 1.

Voor de eigenschappen van de toplaagelementen geldt bij uitstek dat nieuwe elementen in het ontwerpproces anders worden behandeld dan elementen die beschikbaar zijn voor hergebruik. De hoogte van nieuwe elementen is een ontwerpeigenschap (binnen de grenzen van de leverbaarheid), terwijl de hoogte van te hergebruiken elementen een randvoorwaarde is.

De hoogte van het toplaagelement (loodrecht op het talud) heeft invloed op de mechanismen toplaaginstabiliteit en afschuiving: hoe dikker de toplaag, hoe kleiner de kans is op zowel toplaaginstabiliteit als afschuiving.

In het algemeen geldt dat voor de ontwerpberekeningen voor toplaaginstabiliteit en afschuiving, het onderwatergewicht per eenheid van oppervlakte van de toplaagelementen van belang is. Dit is het product van de relatieve dichtheid Δ van de toplaagelementen en de toplaagdikte D. Dit product wordt in het vervolg kortweg weergegeven als ΔD.

Omdat de lichtste steen in een bekleding maatgevend is, moet voor de parameter ΔD worden uitgegaan van een ondergrens. Daarbij kan bijvoorbeeld worden uitgegaan van de lage karakteristieke

waarde van de parameter ΔD (de waarde die door 5% van de gevallen wordt onderschreden) of van de kleinste gemeten waarde. In theorie is het niet nodig om voor beide parameters (elementhoogte en dichtheid) de lage karakteristieke waarde of de kleinste gemeten waarde te gebruiken als rekenwaarde: dit leidt namelijk tot een zeer conservatieve waarde voor de parameter ΔD. In de praktijk zal, bij gebrek aan statistische informatie, toch vaak zowel voor de dichtheid als de elementhoogte worden gerekend met ondergrenzen.
Bij fabrieksmatig geproduceerde elementen (betonzuilen en betonblokken) is de spreiding van de toplaagdikte (en van de dichtheid) zo klein, dat in de ontwerppraktijk kan worden uitgegaan van het gemiddelde van alle elementen: die waarde is praktisch gelijk aan de ondergrens.

Bij natuursteen werkt het anders. Per definitie is er een grote spreiding in de elementhoogte (en in de dichtheid) binnen één partij of sortering. Basaltsorteringen worden traditioneel omschreven met een range van 5 of 10 centimeter, bijvoorbeeld 20-30 centimeter. In de praktijk komen in een partij met sortering 20-30 centimeter ook elementen voor met een kleinere hoogte dan 20 centimeter.

Als het natuursteen goed geklemd is, wordt gerekend met de gemiddelde waarde van de steenhoogte (gemiddeld over ongeveer 1 m2). Dit kan vastgesteld worden door een steen uit de steenzetting te halen en vervolgens de steenhoogte te bepalen van de uitgelichte steen en de stenen rond het gat. Als de steenzetting slecht geklemd is, geldt de kleinste waarde. Voor de toetsing wordt op deze wijze op een aantal locaties de maatgevende toplaagdikte bepaald. Deze locaties liggen verspreid over het dijkvak. Tenslotte wordt van alle locaties de kleinste waarde genomen. Deze wordt gebruikt in de berekeningen in STEENTOETS.

In geval van een ontwerp met hergebruik van natuursteen zal men deze waarde vooraf moeten schatten. In een contract kan bijvoorbeeld een minimale elementhoogte (van bijvoorbeeld 20 centimeter) worden voorgeschreven. In het ontwerp moet in dat geval een veiligheidsmarge van enkele centimeters worden aangehouden, omdat de steenzetters de ondergrens 'op het oog' inschatten.

In het algemeen wordt bij het ontwerp van steenzettingen gewerkt met een toplaagdikte die op 1 centimeter nauwkeurig is afgerond

Bij nieuwe materialen moet de leverancier voldoen aan een ontwerpwaarde. Het aantonen en controleren daarvan is een uitvoeringsskwestie en is niet rechtstreeks van belang voor de ontwerper. Meetgegevens uit het archief kunnen volstaan voor de toetsing, ook als ze enkele jaren oud zijn (bijvoorbeeld uit een vorige toetsingsronde), omdat toplaagelementen niet of nauwelijks slijten. Revisiegegevens of eventueel contractgegevens zijn bruikbaar voor fabrieksmatig geproduceerde elementen (betonzuilen of -blokken), maar niet voor elementen van natuursteen.

Bij open bekledingen kan soms een indicatie van de toplaagdikte worden verkregen door meting in de open ruimte tussen de elementen, bijvoorbeeld met een laselektrode. De waarde van zulke metingen is afhankelijk van het toplaagtype. Bij onregelmatig gevormde elementen kan niet goed worden gemeten volgens de definitie zoals hierboven gegeven; in dat geval kan deze meting wel dienen ter verificatie van al beschikbare gegevens.

Een recente ontwikkeling is dat op niet-destructieve wijze de toplaagdikte kan worden bepaald met behulp van grondradar. Op dit moment is deze techniek nog niet operationeel, maar in het stadium van praktijkproeven. Grondradar is vooral geschikt voor het bepalen van scherpe overgangen (toplaag – granulaire laag – kleilaag).

Voorlopige resultaten wijzen uit dat de toplaagdikte met grondradar kan worden bepaald met een nauwkeurigheid van enkele centimeters. Ingeschat wordt dat grondradar niet in plaats kan komen van het openbreken van de bekleding, omdat breekwerk altijd nodig is ten behoeve van

referentiemetingen. Wel kan grondradar dienen om een beter beeld te krijgen van de variatie in de toplaagdikte tussen de breeklocaties en om breeklocaties gerichter te kiezen zodat het aantal breeklocaties kan worden verkleind.
Als de bovenstaande methodes niet voldoen moet de bekleding worden opengebroken om de toplaagdikte te bepalen. Hiertoe worden op een voldoende aantal locaties enkele elementen uit de toplaag verwijderd zodat van vijf à tien elementen de dikte kan worden gemeten. De meetlocaties moeten zodanig worden gekozen dat er een goed beeld ontstaat van de spreiding van de dikte, voor elk bekledingsvak. De meetdichtheid wordt dus bepaald door een inschatting van de variatie binnen elk vak. Voor een tamelijk uniforme bekleding geldt als indicatieve richtwaarde één meetpunt per 100 à 200 strekkende meter, met een minimum van drie en een maximum van zeven meetpunten per bekledingsvak (maar een groter aantal levert natuurlijk altijd een beter beeld op). Bij brede stroken (verticaal gezien) is het verstandig de onderste en bovenste helft apart te behandelen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Dichtheid toplaagelement steenzetting

De dichtheid van een toplaagelement is relevant bij de generieke analyse van de toplaaginstabiliteit en afschuiving. Het gewicht van een toplaagelement is afhankelijk van de dikte en de dichtheid van het betreffende element. Hieronder wordt ingegaan op de dichtheid van een toplaagelement.

Dichtheid toplaag

Definitie

De dichtheid of soortelijke massa van een materiaal is de grootheid die uitdrukt hoeveel massa van het materiaal aanwezig is in een bepaald volume. De dichtheid van een toplaagelement wordt aangeduid met ρ_s en uitgedrukt in kilogram per kubieke meter [kg/m^3].

Rol

De dichtheid van een toplaagelement is van invloed op toplaaginstabiliteit en afschuiving: hoe hoger de dichtheid, des te kleiner de kans is op zowel toplaagstabiliteit of afschuiving.

Wijze van bepaling

De dichtheid van de toplaag kan op diverse manieren bepaald worden.

Gegevens archief

Meetgegevens uit het archief (maar ook bestekken en ontwerprapporten) kunnen gebruikt worden, ook als ze enkele jaren oud zijn omdat de dichtheid niet of nauwelijks verandert.

Nieuwe toplaagelementen

Van relatief nieuwe toplaagelementen kan de dichtheid worden bepaald aan de hand van producteigenschappen van de leverancier.

Openbreken bekleding

De bekleding kan ook worden opengebroken om de dichtheid van de toplaagelementen te bepalen (met een nauwkeurigheid van 50 kg/m^3). Voor het bepalen van de dichtheid worden het gewicht van de elementen zowel boven- als onderwater gemeten, zie NEN7024. Hiervoor dient het te meten element volledig verzadigd te zijn.

Vervolgens wordt de dichtheid berekend met de volgende formule:

$$\rho_s = \rho_w \left(\frac{G_{BWG}}{G_{BWG} - G_{OWG}} \right) \qquad (1)$$

Hierin is:

ρ_s natte dichtheid toplaagelement [kg/m^3]

ρ_w dichtheid water [kg/m^3]

G_{BWG} bovenwatergewicht verzadigde steen [kg]

G_{OWG} onderwatergewicht verzadigde steen [kg]

Representatieve waarden

Bij fabrieksmatig geproduceerde elementen is de spreiding van de dichtheid zo klein, dat in de praktijk kan worden uitgegaan van het gemiddelde van alle elementen: die waarde is praktisch gelijk aan de ondergrens.

Wanneer de bekleding is opengebroken om de dichtheid te bepalen dan is de rekenwaarde voor de dichtheid gelijk aan de 5%-onderschrijdingswaarde van de metingen binnen een dijkvak. Deze 5%-waarde kan worden berekend met een verdelingsfunctie.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Open ruimte tussen toplaagelementen steenzetting

Voor zuilvormige elementen wordt de open ruimte uitgedrukt in het percentage open ruimte ten opzichte van het totale oppervlak, aangeduid met het symbool Ω. Voor blokvormige elementen wordt in de rekenmethodes gewerkt met de lengte en breedte van de elementen en de spleetbreedte; de rekenprogramma's rekenen op basis daarvan het percentage open ruimte Ω uit. In theorie gaat het om de open ruimte aan de onderkant van de toplaag. Speciale aandacht is nodig voor blokken met afstandhouders omdat daarbij de spleetbreedte aan de lange zijde heel anders is dan aan de korte zijde (groter bij langsvoegen, kleiner bij stootvoegen). Daarom kan in STEENTOETS een waarde voor de stootvoeg en een waarde voor de langsvoeg ingevuld worden.

Behalve het open-ruimtepercentage zijn de absolute afmetingen van de open ruimte van belang met het oog op uitspoeling van materiaal uit de granulaire laag. In de rekenmethodes wordt gewerkt met de gatdiameter G. Bij blokvormige toplaagelementen is G gelijk aan de spleetbreedte.

De open ruimte is een ontwerpeigenschap, die afhankelijk is van het toplaagtype, maar soms ook van de vorm van de elementen in een bepaalde partij en van de wijze van zetten. Bij rechthoekige betonblokken kan worden overwogen om speciale afstandhouders toe te passen, bedoeld om de open ruimte te vergroten. In de praktijk wordt in het ontwerp uitgegaan van standaardwaarden die horen bij een bepaald toplaagtype.

De open ruimte van de toplaag heeft invloed op de toplaaginstabiliteit: hoe groter de open ruimte, hoe gunstiger ten aanzien van toplaaginstabiliteit. Voorwaarde hierbij is dat de open ruimte min of meer regelmatig gespreid is over het oppervlak. Te grote openingen in de toplaag in combinatie met fijn materiaal in de granulaire laag kunnen leiden tot het mechanisme uitspoeling vanuit de granulaire laag.

De open ruimte speelt een rol in de volgende toetsingen:

- Toplaaginstabiliteit: in de eenvoudige toetsing is de parameter mede bepalend voor het constructietype en in de gedetailleerde toetsing wordt expliciet gerekend met de open ruimte.

Daarbij geldt: hoe groter de open ruimte, hoe gunstiger. Voorwaarde hierbij is dat de open ruimte min of meer regelmatig gespreid is over het oppervlak: de toplaagelementen moeten wel tegen elkaar aan staan.

- Materiaaltransport vanuit de granulaire laag: alle niveaus. De spleetbreedte tussen de toplaagelementen is van belang: hoe groter de spleetbreedte, hoe ongunstiger. Voorwaarde hierbij is dat de open ruimte min of meer regelmatig gespreid is over het oppervlak: de toplaagelementen moeten wel tegen elkaar aan staan.

Meetgegevens uit het archief kunnen volstaan voor de toetsing, ook als ze enkele jaren oud zijn (bijvoorbeeld uit een vorige toetsingsronde), omdat de gemiddelde open ruimte niet snel verandert. Alleen bij verzakking van teen- en overgangsconstructies kan de waarde veranderen.

Als geen meetgegevens beschikbaar zijn wordt bij de toetsing op toplaaginstabiliteit of ontwerp in eerste instantie altijd uitgegaan van de kleinste (meest conservatieve) waarden uit tabel 1. Voor materiaaltransport vanuit de granulaire laag kan voor de blokvormige elementen worden uitgegaan van de grootste waarden uit tabel 1, maar voor de zuilvormige elementen moet de gatdiameter G in het veld worden bepaald.

Tabel 1 Standaardwaarden open ruimte tussen toplaagelementen.

Toplaagtype	**open ruimte Ω / spleetruimte**
Betonzuilen	10 - 15%
Betonblokken, Haringmanblokken	1 - 4 mm
Basaltzuilen	10 - 15%
Granietblokken	3 - 20 mm
Koperslakblokken	3 - 8 mm
Vilvoordse steen	10 - 30 mm
Doornikse steen	10 - 30 mm
'Petit' graniet	3 - 30 mm

In sommige gevallen is het zinvol te verifiëren of de standaardwaarden geldig zijn voor de betreffende bekleding: als wordt ingeschat dat de standaardwaarden geen veilige benadering geven en als een kleine verandering van de waarde invloed kan hebben op het toetsresultaat. Bij regelmatige

elementen kunnen de spleetbreedtes worden opgemeten op de dijk. Specifiek bij granietblokken is er zoveel variatie dat het meestal de moeite loont om de spleetbreedte op te meten. Bij onregelmatige elementen zoals basaltzuilen kan het open-ruimtepercentage Ω worden bepaald door analyse van foto's. Een praktische werkwijze is digitale foto's in te lezen in een professioneel tekenprogramma, te bewerken en de oppervlakte te bepalen. Bij een toplaag van betonzuilen van het merk Basalton kan rekening worden gehouden met het feit dat de toplaagelementen taps toelopen: de open ruimte aan de bovenzijde van de toplaag is kleiner, dus geeft voor toplaaginstabiliteit een conservatieve benadering van de werkelijke rekenwaarde.
De standaardwaarden uit tabel 1 zijn bedoeld als conservatieve waarden die kunnen worden gebruikt bij de toetsing (minima voor toplaaginstabiliteit en maxima voor materiaaltransport).
Als het open-ruimtepercentage in het veld wordt bepaald, kunnen de gemeten waarden rechtstreeks worden gebruikt voor de toetsing, dus zonder veiligheidsfactoren. Wel moet zorgvuldig worden omgegaan met de ruimtelijke samenvoeging van meetpunten in relatie tot de vakindeling. Voor de gatdiameter G geldt hetzelfde.

In het algemeen wordt bij de toetsing op toplaaginstabiliteit en ontwerp van onregelmatige toplaagelementen gewerkt met een open-ruimtepercentage dat op 1 procentpunt nauwkeurig is afgerond. De spleetbreedte bij blokken wordt op 1 mm nauwkeurig afgerond. Bij zeer kleine spleetbreedtes (orde 1 mm) is de invloed van kleine afwijkingen weliswaar groot, maar het is niet haalbaar de spleetbreedte nauwkeuriger te bepalen. Opgemerkt wordt dat de rekenmethodes geldig zijn tot aan een bovengrens voor het open-ruimtepercentage van ongeveer 15%.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Open oppervlak toplaagelementen steenzetting

Het open oppervlak van toplaagelementen is relevant bij de generieke analyse van de toplaaginstabiliteit, het materiaaltransport vanuit de granulaire laag en materiaaltransport vanuit de ondergrond. Hieronder wordt ingegaan op het open oppervlak van toplaagelementen.

Open oppervlak

Definitie

Het relatief open oppervlak van toplaagelementen is de verhouding tussen het oppervlak aan ruimtes. Het open oppervlak wordt aangeduid met Ω en uitgedrukt in een percentage [%].

Merk op dat het open oppervlak alleen voor zuilvormige elementen wordt gebruikt. Voor blokvormige elementen wordt de spleetbreedte gebruikt. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen langsvoegen (spleten tussen elementen die evenwijdig aan de waterlijn lopen) en de haaks hierop aanwezige stootvoegen (spleten tussen elementen die langs het talud omhoog lopen). De langs- en stootvoegen worden uitgedrukt in millimeters [mm] en aangeduid met respectievelijk en s_l en s_s. Op basis van de spleetbreedte wordt het open oppervlak bepaald worden. Daarbij wordt rekening gehouden met de aanwezigheid van eventuele gaten in de elementen.

Rol

Het relatief open oppervlak heeft invloed op de toplaaginstabiliteit: hoe groter het relatief open oppervlak, hoe groter de doorlatendheid van de toplaag en hoe groter de stabiliteit bij golfaanval. Daarnaast heeft het open oppervlak invloed op het materiaaltransport vanuit de granulaire laag. Hoe groter het relatief open oppervlak, hoe kleiner de kans op uitspoeling van materiaal.

Wijze van bepaling

Het open oppervlak of spleetbreedte kan op diverse manieren bepaald worden.

Gegevens archief

Meetgegevens uit het archief kunnen gebruikt worden, ook als ze enkele jaren oud zijn omdat het open oppervlak niet snel verandert (alleen bij verzakkingen of het herzetten van de elementen van een toplaag kan de waarde veranderen).

Meting in het veld

Het open oppervlak van toplaagelementen kan fysiek in het veld worden gemeten. Daarbij worden de oppervlakten van de openingen tussen en in de elementen van een representatieve oppervlakte (van circa 1 m^2) bepaald en opgeteld. Door de som van alle oppervlakten te delen door de representatieve oppervlakte wordt het relatief open oppervlak gevonden. Voor moderne steenzettingen (niet de rechthoekige betonblokken) geldt dat het volstaat om voor één locatie binnen het vak het open oppervlak te meten. Voor natuursteen geldt dat elke 100 à 200 m het open oppervlak (op basis van foto's) bepaald moet worden.

Ook voor het meten van spleetbreedte van rechthoekige betonblokken geldt dat elke 100 à 200 m voor een representatieve oppervlakte (van circa 1 m^2) de spleten en gaten (op basis van foto's) gemeten moeten worden.

Representatieve waarden

Voor alle gemeten open oppervlaktes wordt de kleinste waarde gebruikt wordt bij de generieke analyse.

Voor de spleetbreedte geldt dat voor elke locatie waar de spleten zijn gemeten het gewogen gemiddelde wordt bepaald (waarbij lange spleten evenredig zwaarder meetellen dan korte spleten). Van alle gewogen gemiddeldes wordt de kleinste waarde gebruikt wordt bij de generieke analyse.

Versie 1.0: 2 juli 2025

De korrelgrootte van het inwasmateriaal van een toplaagelement steenzetting

Voor ingewassen toplaagelementen is de korrelgrootte relevant bij de generieke analyse van de toplaaginstabiliteit. In dit artikel worden ingegaan op de korrelgrootte van het inwasmateriaal.

Korrelgrootte

Definitie

Het voor het inwassen van de toplaagelementen gebruikte materiaal wordt gekarakteriseerd door de korrelgrootte die door 15 gewichtsprocenten wordt onderschreden, wordt aangeduid met d_{i15} en uitgedrukt in meters [m].

Rol

Het inwasmateriaal is de steenslag die in de openingen en voegen van de toplaagelementen is geplaatst voor een betere interactie (klemming) tussen de elementen. Het inwasmateriaal heeft invloed op het mechanisme toplaaginstabiliteit: een grotere korrelgrootte zorgt voor een toename van de onderlinge wrijving (en daarmee klemming) tussen de toplaagelementen, maar zorgt ook voor een afname van het open oppervlak (zie het artikel Open oppervlak toplaagelementen steenzetting) en daarmee de doorlatendheid van de toplaag.

Wijze van bepaling

De korrelgrootte van het inwasmateriaal kan op diverse manieren bepaald worden.

Gebruikte gradering

Wanneer de onder- en bovengrens van de voor het inwassen gebruikte gradering van het materiaal bekend is, kan een redelijke schatting van de d_{i15} gemaakt worden.

Meting in het veld

Indien de gebruikte gradering van het inwasmateriaal onbekend is kan in het veld op enkele locaties het gebruikte inwasmateriaal worden beoordeeld. Hiervoor dient wat inwasmateriaal genomen te worden en dienen zand, slib en/of schelpen verwijderd te worden. Vervolgens worden willekeurig 20 korrels gekozen en wordt van de een na kleinste korrel de diameter gemeten. Deze diameter is een goede schatting van de d_{i15}.

Merk op dat te allen tijde visueel moet worden beoordeeld of de toplaagelementen al dan niet goed zijn ingewassen. Daarbij dient het inwasmateriaal ten minste tot de helft van de spleetdiepte aanwezig zijn.

Representatieve waarden

Voor inwasmateriaal waarvoor de onder- en bovengrens van de gradering van de steenslag bekend is, kan bij de generieke analyse de ondergrens als waarde voor de d_{i15} worden gebruikt.

Wanneer de het inwasmateriaal in het veld is gemeten dan wordt bij de generieke analyse de kleinste van alle gemeten d_{i15} gebruikt.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Parameters voor bepalen toplaaginstabiliteit door langsstroming

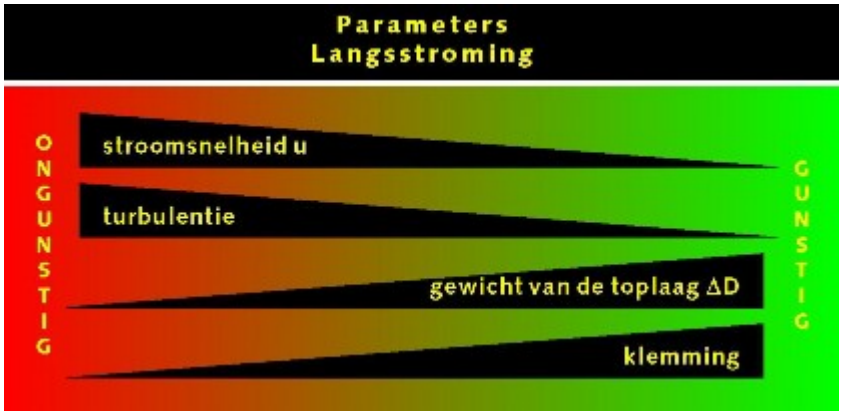
In de meeste gevallen is de golfaanval maatgevend voor de stabiliteit van de toplaagelementen, maar in bijzondere omstandigheden kan ook aanval door stroming leiden tot stabiliteitsverlies van toplaagelementen. Het gaat om omstandigheden met een hoge stroomsnelheid (> 2 m/s langs de dijk) of sterke turbulentie. Ook bij stromingsaanval is het belangrijkste bezwijkmechanisme het ontstaan van opwaartse druk.

In Figuur 1 staan de belangrijkste belasting- en sterkteparameters die een rol spelen bij toplaaginstabiliteit onder langsstroming.

1. Stroomsnelheid u: een grote stroomsnelheid zorgt voor een grote belasting.
2. Turbulentie: grote fluctuaties in de stroomsnelheid zijn ongunstig.
3. Gewicht van de toplaag : het gewicht, bepaald door toplaagdikte en dichtheid van de toplaagelementen, zorgt voor neerwaartse druk.
4. Klemming: de klemming tussen de toplaagelementen levert neerwaartse kracht zodra een element omhoog wordt gedrukt.

N.B.

Hierna wordt dit bezwijkmechanisme aangeduid als toplaaginstabiliteit door stroming.



Figuur 1: Parameters langsstroming

Versie 1.0: 2 juli 2025

Parameters voor bepalen toplaaginstabiliteit door golfoploop

Een steenzetting in de golfklapzone wordt ook belast door golfoploop, maar die belasting is nooit maatgevend. In de zone juist boven de maatgevende waterstand is de golfoploop wél de maatgevende belasting. Dit is van belang voor het buitentalud boven de maatgevende waterstand en voor de kruin en het binnentalud.

Voor steenzettingen op kruin en binnentalud bestaan aparte regels. Deze steenzettingen worden belast door het overslagdebiet van de golven in maatgevende omstandigheden. Voor steenzettingen op een kruin geldt, net als op een berm, dat de sterkte verschillend is doordat het talud flauwer is: enerzijds werkt de zwaartekracht gunstiger, anderzijds rusten de elementen minder op elkaar waardoor er minder wrijving/klemming is. Ook de belasting is verschillend. Het maatgevende mechanisme voor deze zone is niet het langdurige overslagdebiet, maar de extreme overslag van een enkele hoge golf. Vooral de zone rond de binnenkruinlijn, de knik tussen kruin en binnentalud, wordt zwaar belast.

Op dit deel van de dijk zijn oneffenheden in de steenzetting ook belangrijk. Het gaat daarbij om het hoogteverschil van het bovenvlak van naast elkaar gelegen stenen. Als dit hoogteverschil kleiner is dan 11% van de toplaagdikte, is er niets aan de hand. Zodra dit groter wordt, kan het een negatieve invloed hebben op de stabiliteit.

De belasting wordt bepaald door de golfhoogte H_s en golfperiode T_p in relatie tot de afstand boven de maatgevende waterstand. Een grote golfhoogte en –periode is ongunstig, een grote afstand tot de maatgevende waterstand is gunstig. De sterkteparameters zijn hetzelfde als voor de andere vormen van toplaaginstabiliteit. Daarnaast is het hoogteverschil van naast elkaar gelegen stenen een belangrijke parameter.

Versie 1.0: 2 juli 2025

4.2.2. Granulaire laag

Eigenschappen granulaire laag

De eigenschappen van de onder de toplaag aanwezige granulaire laag zijn relevant bij de generieke analyse van de stabiliteit van de steenzetting. Hieronder wordt ingegaan op de dikte, de karakteristieke korrelgrootte en porositeit van de granulaire laag. Soms zijn er meerdere granulaire lagen onder de toplaag van gezette steen aanwezig.

Dikte

Definitie

De dikte van de granulaire laag wordt gemeten haaks op het taludoppervlak, aangeduid met b_f en uitgedrukt in meters [m].

Rol

De dikte van de granulaire laag is van invloed op de toplaaginstabiliteit: hoe dikker de granulaire laag, des te makkelijker de waterbeweging in deze laag en daarmee de drukopbouw onder de toplaag. Een dikke granulaire laag is dus ongunstig voor de toplaaginstabiliteit.

Daarnaast wordt de transmissiviteit, het gemak waarmee water door de granulaire laag kan stromen, beïnvloed door de dikte van de granulaire laag. De waarde van de transmissiviteit is mede afhankelijk van de waterdoorlatendheid van de granulaire laag.

Een grotere transmissiviteit leidt tot een groter verhang en is ongunstig voor de toplaagstabiliteit bij golfaanval. Voor het afschuiven van steenzettingen is een dunne granulaire laag echter ongunstig. Een dunnere granulaire laag betekent in combinatie met de toplaag een lager gewicht en daarmee lagere korrelspanning op het grensvlak tussen granulaire laag en onderlaag.

Wijze van bepaling

De dikte van de granulaire laag kan op diverse manieren bepaald worden.

Gegevens archief

Revisietekeningen en meetgegevens uit het archief kunnen gebruikt worden, ook als ze enkele jaren oud zijn, omdat de dikte van de granulaire laag niet of nauwelijks zal veranderen (alleen bij uitspoeling van de granulaire laag door de toplaag kan de dikte van de laag veranderen). De gegevens uit ontwerpdocumenten of -tekeningen zijn niet bruikbaar, want de werkelijkheid wijkt vaak af.

Openbreken bekleding

Wanneer geen gegevens over de dikte van de granulaire laag beschikbaar zijn moet de bekleding elke 100 à 200 meter worden opengebroken om de dikte van de granulaire laag te meten. Wanneer de toplaagelementen op een vlijlaag (of vlijlagen) zijn gezet, moet er voorzichtig in de granulaire laag worden gegraven, omdat deze anders vermengd wordt met de vlijlaag/vlijlagen.

Merk op dat de dikte van de granulaire laag kan variëren zonder dat dit zichtbaar is vanaf het oppervlak. Het wordt daarom aangeraden de metingen op verschillende niveaus uit te voeren.

Representatieve waarden

Voor alle gemeten diktes wordt de grootste waarde gebruikt bij de generieke analyse.

Korrelgrootte

Definitie

Het voor de granulaire laag gebruikte materiaal wordt gekarakteriseerd door de korrelgrootte die door 15 gewichtsprocenten wordt onderschreden, wordt aangeduid met d_{f15} en uitgedrukt in meters [m].

Rol

De korrelgrootte van de granulaire laag is onder andere bepalend voor de waterdoorlatendheid van de laag: een grote korrelgrootte zorgt voor een grotere doorlatendheid en daarmee druk onder de toplaag. Hierdoor kan een groot drukverschil over de toplaag ontstaan. Dit is ongunstig voor de toplaaginstabiliteit.

Merk op dat wanneer het materiaal van de granulaire laag mooi fijn gekozen is (goed voor de

toplaagstabiliteit) er problemen kunnen ontstaan door het uitspoelen van het materiaal (materiaaltransport vanuit de granulaire laag).

Wijze van bepaling

De d_{f15} van de granulaire laag kan op diverse manieren bepaald worden.

Gegevens archief

Meetgegevens uit het archief kunnen gebruikt worden, ook als ze enkele jaren oud zijn, omdat de d_{f15} van de granulaire laag nauwelijks zal veranderen. De gegevens uit ontwerpdocumenten of -tekeningen zijn niet bruikbaar, want de werkelijkheid wijkt vaak af.

Openbreken bekleding

Wanneer geen gegevens over de d_{f15} van de granulaire laag beschikbaar zijn moet de bekleding elke 100 à 200 meter worden opengebroken om monsters van de granulaire laag te analyseren. Wanneer de toplaagelementen op een vlijlaag of vlijlagen zijn gezet moet er voorzichtig in de granulaire laag worden gegraven, omdat deze anders vermengd kunnen worden met de vlijlaag/vlijlagen.

De analyse van de monsters van de granulaire laag kan plaatsvinden in het veld of in een laboratorium. Voor een analyse in het veld dient wat materiaal uit de granulaire laag genomen te worden en dienen zand, slib en/of schelpen verwijderd te worden. Vervolgens worden willekeurig 20 korrels gekozen en wordt van de één na kleinste korrel de diameter gemeten. Deze diameter is een goede schatting van de d_{f15}. Het zeven van een monster (2 à 5 kg) van het granulair materiaal in het laboratorium levert een nauwkeurige meting van de d_{f15}.

Merk op dat de korrelgrootte van de granulaire laag kan verschillen. Het wordt daarom aangeraden de metingen op verschillende niveaus uit te voeren.

Representatieve waarden

Voor alle gemeten d_{f15} wordt de grootste waarde gebruikt bij de generieke analyse.

Porositeit

Definitie

Het poriëngehalte van de granulaire laag beschrijft de fractie open ruimte tussen de afzonderlijke korrels van het materiaal, wordt aangeduid met n_f en is dimensieloos [-].

Rol

De porositeit van de granulaire laag is onder andere bepalend voor de waterdoorlatendheid van de laag: een grote porositeit zorgt voor een grotere doorlatendheid en daarmee druk onder de toplaag. Hierdoor kan een groot drukverschil over de toplaag ontstaan. Dit is ongunstig voor de toplaaginstabiliteit.

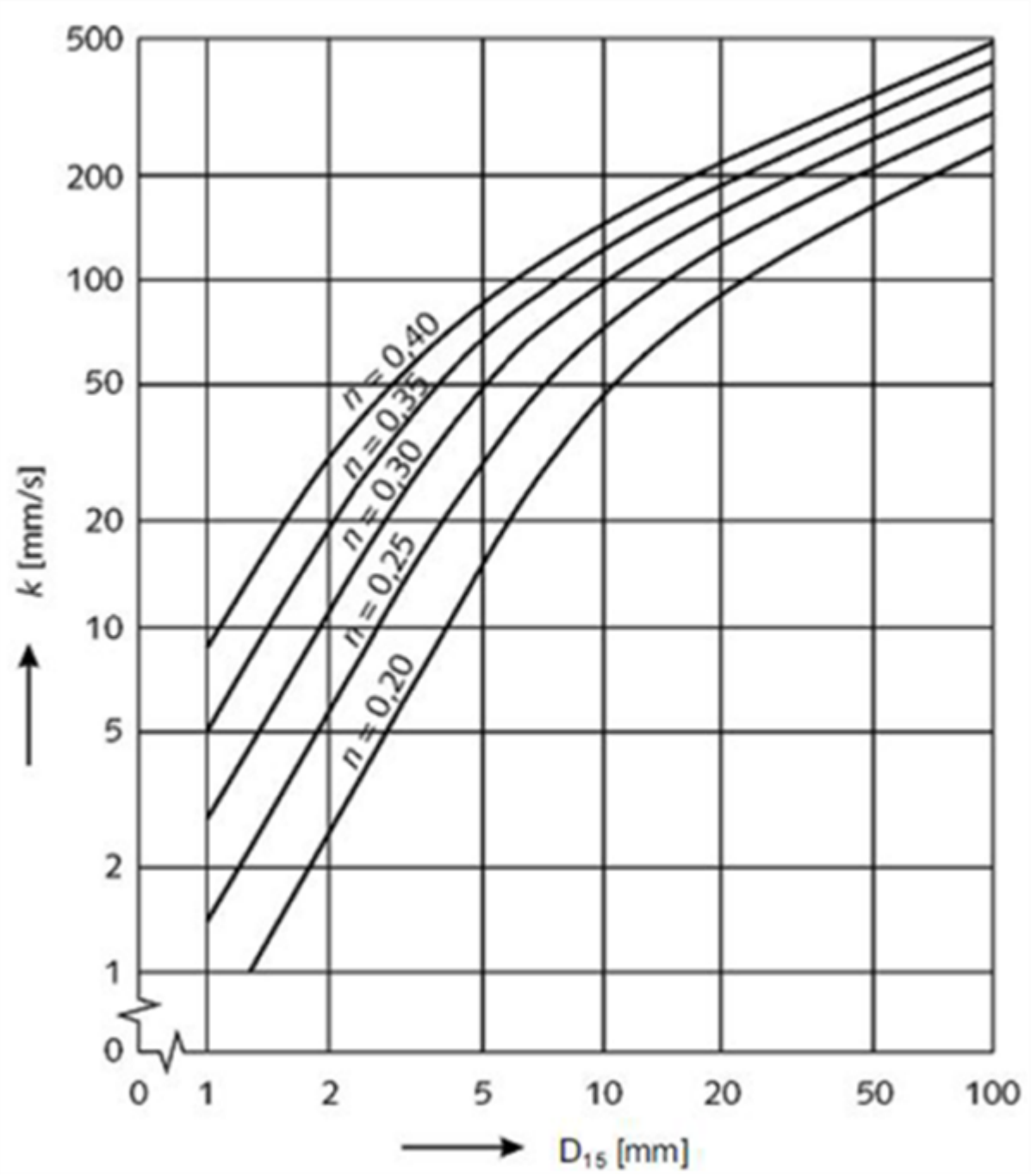
Wijze van bepaling

De porositeit van de granulaire laag kan op diverse manieren bepaald worden.

Gebruikte gradering

Wanneer de onder- en bovengrens van de voor de granulaire laag gebruikte gradering van het materiaal bekend is, kan een redelijke schatting van de porositeit gemaakt worden. Zie ook Representaties parameters voor granulaire aanvullingen in steenzettingen

Figuur 1 Relatie tussen doorlatendheid, d_{f5} en porositeit



Standaardwaarden

Indien geen schatting van de porositeit gemaakt kan worden dan kan bij de generieke analyse ook gebruik worden gemaakt van standaardwaarden. Merk op dat deze waarden zijn opgenomen in de software STEENTOETS die voor de generieke analyse gebruikt kan worden.

Representatieve waarden

Wanneer voor een granulaire laag de onder- en bovengrens van de gradering van het gebruikte materiaal bekend is, kan de breedte van de gradering bepaald worden. De onder- en bovengrens kunnen daarbij als waarde voor respectievelijk d_{f15} en d_{f90} worden gebruikt. Voor een smal gegradeerde granulaire laag

$$\left(\frac{d_{f15}}{d_{f90}} \approx 2 \text{ of kleiner}\right) \qquad (1)$$

kan bij de generieke analyse een waarde van 0,40 voor de porositeit aangehouden worden. Wanneer de granulaire laag breed gegradeerd is

$$\left(\frac{d_{f15}}{d_{f90}} \approx 10 \text{ of groter}\right) \qquad (2)$$

is de porositeit met 0,30 veel kleiner.

Als de d_{f15} en waterdoorlatendheid van de granulaire laag bekend is kan de waarde van de porositeit voor de generieke analyse worden bepaald met Figuur 1.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Materiaaleigenschappen granulaire laag onder steenzettingen

Verschillende faalmechanismen zijn van belang:

- De sortering van de granulaire laag is bepalend voor de waterdoorlatendheid ervan: hoe doorlatender, hoe ongunstiger ten aanzien van toplaaginstabiliteit. In de ontwerpgereedschappen wordt de doorlatendheid ingevoerd door twee parameters: de karakteristieke korreldiameter D_{15} en de porositeit n. Grotere waarden voor D_{15} én voor n zijn ongunstig met het oog op toplaaginstabiliteit.
- De porositeit n is van belang voor het mechanisme afschuiving, omdat het gewicht van de granulaire laag erdoor wordt bepaald: een grotere porositeit is ongunstig uit het oogpunt van afschuiving. Daarnaast is ook de dichtheid van het materiaal van belang: een grote dichtheid is gunstig uit het oogpunt van afschuiving.
- Materiaaltransport is van belang als de granulaire laag een filterfunctie heeft. Voor het voorkomen van materiaaltransport vanuit de onderliggende laag is voor de granulaire laag een maat voor de fijne fractie van belang. Vaak wordt gewerkt met de karakteristieke korreldiameter D_{f15} (het subscript f wordt alleen gebruikt als de parameter van belang is voor de filterfunctie).
- Fijn materiaal in de granulaire laag kan in combinatie met te grote openingen in de toplaag leiden tot materiaaltransport vanuit de granulaire laag.

In de praktijk wordt gewerkt met standaardsorteringen. In het ontwerp moet worden uitgegaan van de waarden voor D_{15} en porositeit die horen bij de standaardsortering (in de uitvoering moeten deze natuurlijk worden aangetoond). Bij grind en steenslag is de kleinste standaardsortering 2/6 mm, de grootste standaardsortering is 20/40 mm voor grind en 22/32 mm voor steenslag. Voor de porositeit wordt normaal gesproken gerekend met 0,35. De minimaal benodigde sortering om materiaaltransport vanuit de granulaire laag te voorkomen, wordt bepaald door de afmetingen van de openingen in de toplaag en door de toplaagdikte.

Vanwege uitvoeringsonzekerheden is het verstandig voor de ontwerpberekeningen bij de korreldiameter D_{15} rekening te houden met een veiligheidsmarge van +2 à +3 mm, in lijn met de normen. In combinatie daarmee kan voor de porositeit worden uitgegaan van de standaardwaarde voor de betreffende sortering.

In het algemeen wordt bij het ontwerp op toplaaginstabiliteit en op materiaaltransport gewerkt met een korreldiameter D_{15} die op 1 mm nauwkeurig is afgerond. De waarde voor de porositeit wordt in het algemeen op 5 procentpunten nauwkeurig afgerond.

De gemeten waarden kunnen rechtstreeks worden gebruikt voor de toetsing, dus zonder veiligheidsfactoren. Wel moet zorgvuldig worden omgegaan met de ruimtelijke samenvoeging van meetpunten in relatie tot de vakindeling (zie paragraaf 3.3). Als binnen één toetsvak meerdere meetpunten liggen, moet voor de toetsing worden gerekend met de grootste representatieve waarde die bij de verschillende meetpunten is gevonden. In het algemeen wordt bij de toetsing van steenzettingen gewerkt met een korreldiameter D_{15} die op 1 mm nauwkeurig is afgerond.

Tijdens de uitvoering moet de aannemer voldoen aan de contracteisen voor de materiaaleigenschappen. Het aantonen en controleren daarvan is een uitvoeringskwestie en is niet rechtstreeks van belang voor de ontwerper. Meetgegevens uit het archief kunnen volstaan voor de toetsing, ook als ze enkele jaren oud zijn (bijvoorbeeld uit een vorige toetsingsronde of revisiegegevens), omdat de korrelgrootteverdeling niet of nauwelijks verandert. Alleen bij transport van materiaal door de toplaag heen naar buiten kan de samenstelling veranderen; in dat geval mogen alleen zeer recente meetresultaten worden gebruikt. Overigens moet in dat geval een score 'onvoldoende' worden gegeven op materiaaltransport vanuit de granulaire laag. Contractgegevens zijn niet goed bruikbaar voor de toetsing.

Grondradar kan mogelijk in bepaalde omstandigheden worden gebruikt om na te gaan of zich tussen breeklocaties scherpe overgangen in de doorlatendheid van de granulaire laag bevinden.

Als de beschikbare gegevens niet voldoen, moet de bekleding worden opengebroken; dit wordt in de praktijk meestal gecombineerd met de bepaling van de toplaagdikte Een praktische manier om een goede indruk te krijgen van de korrelverdeling is: per breeklocatie orde tien korrels opmeten. Daarbij moeten tien relatief kleine korrels worden gekozen. De kleinste gemeten diameter is een goede indicatie van de karakteristieke korreldiameter D_{15}. Bij deze wijze van bepaling moet goed worden opgelet dat alleen korrels worden gemeten die deel uitmaken van de granulaire laag: bij het openbreken van de toplaag kan het inwasmateriaal in de granulaire laag terechtkomen.

De bovenstaande praktische werkwijze kan worden geverifieerd door op enkele breeklocaties een groot monster te nemen (orde 5 kg) en daarop een volledige korrelverdelingsanalyse uit te voeren in een laboratorium.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Het bepalen van representatieve parameters voor granulaire aanvullingen in steenzettingen

Bij een bestaande granulaire aanvulling moeten representatieve waarden van de aanwezige laagdikte, D_{15} en porositeit n worden bepaald. Daarmee kunnen de ontwerpberekeningen van de steenzetting worden gemaakt. Bij berekeningen ten aanzien van toplaaginstabiliteit is het verstandig te werken met een bovengrens voor de laagdikte en de korrelgrootte D_{15} (bijvoorbeeld de waarde die door 5% van de metingen wordt overschreden of de grootste gemeten waarde). In dat geval kan voor de porositeit worden gerekend met de gemiddelde waarde. Bij berekeningen van afschuiving is het verstandig te werken met een ondergrens voor de laagdikte (bijvoorbeeld de waarde die door 5% van de metingen wordt onderschreden of de kleinste gemeten waarde).

Bij een nieuw aan te brengen aanvulling kunnen ontwerpwaarden worden voorgeschreven, maar moet in het ontwerp van de steenzetting rekening worden gehouden met uitvoeringsonzekerheden. Het is verstandig te rekenen met een marge van +5 à +10 centimeter op de laagdikte en een marge van +2 à +3 mm op de korrelgrootte D_{15} .

Wijze van bepaling

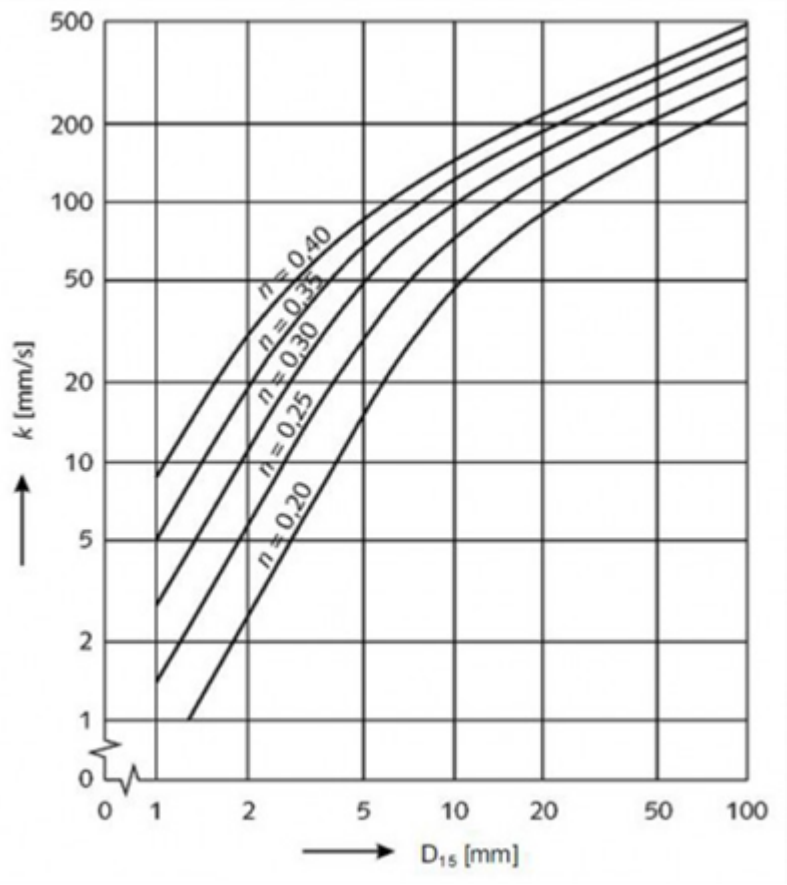
Bij een bestaande granulaire aanvulling is in sommige gevallen oude contractinformatie bekend, waaruit laagdikte, karakteristieke korrelgrootte D_{15} en porositeit n kunnen worden afgeleid. Zo niet,

dan kan door metingen in het veld van de korrelgrootteD_{15} en de doorlatendheid k een indruk worden gekregen van de porositeit. De relatie tussen porositeit n, korrelgrootte D_{15} en doorlatendheid k is te vinden in Figuur 1. De doorlatendheid k wordt uitgedrukt in mm/s, en kan worden benaderd door de zaksnelheid van water. De zaksnelheid kan worden bepaald door een hoeveelheid water tussen dichte wanden op de granulaire aanvulling te gieten en te meten hoe snel de waterspiegel zakt. Deze meting kan het makkelijkst worden uitgevoerd als de oude toplaag nog aanwezig is door enkele elementen te verwijderen.
Bij een nieuw aan te brengen granulaire aanvulling moet de aannemer tijdens de uitvoering voldoen aan de contracteisen. Het aantonen en controleren daarvan is een uitvoeringskwestie, en is niet rechtstreeks van belang voor de ontwerper.

Representatieve waarden en nauwkeurigheid

Voor de eenvoudige toetsing is alleen de kwalitatieve vraag van belang of de toplaag al dan niet 'vol en zat' gepenetreerd is met een goede hechting. Omdat normaal gesproken niet expliciet rekening wordt gehouden met kwantitatieve eigenschappen van de penetratie, zijn representativiteit en nauwkeurigheid niet van belang.

Bekledingsconstructies bevatten in sommige gevallen twee of zelfs meer granulaire lagen. Tenzij apart vermeld, is de informatie in deze paragraaf geldig voor elk van de granulaire lagen in de bekledingsconstructie.



Figuur 1 Doorlatendheid van de granulaire laag.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Dikte van de granulaire laag onder steenzettingen

De dikte van de granulaire laag wordt vaak aangeduid met het symbool b_f, waarbij het subscript f

staat voor ‘filter’. De dikte speelt op twee manieren een rol in het ontwerp:

- De granulaire laag heeft meestal een uitvulfunctie en soms ook een filterfunctie. Voor de uitvulfunctie is uit uitvoeringstechnisch oogpunt een minimale laagdikte van ongeveer 5 à 10 centimeter nodig. Voor de filterfunctie hangt de dikte af van de eigenschappen van het basismateriaal. Bij de meeste steenzettingen is een filterlaagdikte van 10 centimeter voldoende.
- Een granulaire laag met een dikte van meer dan 10 centimeter heeft een negatieve invloed op de toplaaginstabiliteit en een positieve invloed op afschuiving. In het algemeen wordt de uitvullaag zo dun mogelijk gekozen. Als dit een probleem oplevert ten aanzien van afschuiving, wordt er meestal voor gekozen de toplaag, de granulaire aanvulling of de kleilaag dikker en/of zwaarder te maken.

Representatieve waarden en nauwkeurigheid

De dikte van de granulaire laag heeft grote invloed op het mechanisme toplaaginstabiliteit, maar kan in de uitvoering sterk variëren. Daarom is het verstandig om in de ontwerpberekeningen ten aanzien van toplaaginstabiliteit uit te gaan van een veiligheidsmarge. De spreiding in de werkelijk aangelegde dikte is afhankelijk van de werkomstandigheden: in de getijzone zijn de werkomstandigheden moeilijker, waardoor de spreiding groter kan zijn. In een contract wordt vaak een laagdikte van 10 centimeter voorgeschreven. In het ontwerp kan dan bijvoorbeeld worden gerekend met een laagdikte van 15 centimeter (bij makkelijke werkomstandigheden) of van 20 centimeter (bij moeilijke werkomstandigheden).

Bij de ontwerpberekeningen van afschuiving werkt het andersom: een dunnere laagdikte is ongunstig, dus in de ontwerpberekeningen voor dit mechanisme moet juist niet met een bovengrens worden gerekend. In de praktijk wordt meestal geen marge aangehouden, maar wordt gewerkt met de ontwerpwaarde.

Als wordt gekozen voor een ontwerpvariant met toplaagelementen van onregelmatige hoogte en een vlakke bovenkant (bijvoorbeeld hergebruik van granietblokken of basaltzuilen), is de dikte van de granulaire laag onregelmatig. In dit geval moet in de ontwerpberekeningen worden gewerkt met de gemiddelde laagdikte. Bijvoorbeeld: als de elementhoogte 10 centimeter varieert, varieert de dikte van de granulaire laag ook 10 centimeter. Als in het contract een minimale waarde van 10 centimeter wordt voorgeschreven, zal de werkelijke gemiddelde laagdikte 15 centimeter bedragen. Ook in dit geval zou nog rekening moeten worden gehouden met de marges van +5 à +10 centimeter.

Meetresultaten van de laagdikte ter plaatse van breeklocaties kunnen rechtstreeks worden gebruikt voor de toetsing, dus zonder veiligheidsfactoren. Wel moet zorgvuldig worden omgegaan met de ruimtelijke samenvoeging van meetpunten in relatie tot de vakindeling. De verticale vakindeling is speciaal van belang voor deze parameter, omdat de laagdikte vaak sterk varieert.

Als binnen één toetsvak meerdere meetpunten liggen, moet voor de toetsing op toplaaginstabiliteit worden gerekend met de grootste representatieve waarde die bij de verschillende meetpunten is gevonden, maar voor de toetsing op afschuiving juist met de kleinste.

Wijze van bepaling

Tijdens de uitvoering moet de aannemer voldoen aan de contracteisen voor de laagdikte. Het aantonen en controleren daarvan is een uitvoeringskwestie en is niet rechtstreeks van belang voor de ontwerper.

Meetgegevens uit het archief kunnen volstaan voor de toetsing, ook als ze enkele jaren oud zijn (bijvoorbeeld revisiegegevens of metingen uit een vorige toetsingsronde), omdat de laagdikte niet of

nauwelijks verandert. Contractgegevens zijn niet goed bruikbaar voor de toetsing.
Soms is het mogelijk om met behulp van grondradar de dikte van de granulaire laag in beeld te brengen. Variaties in vocht (begroeiing op het talud) en de aanwezigheid van zout water leveren normaliter problemen op bij de interpretatie van radarbeelden. De nauwkeurigheid waarmee grondradar de laagdikte kan bepalen is in de orde van enkele centimeters. Aangezien de granulaire laag in feite een uitvullaag is, kan deze laag sterk variëren zonder dat dat zichtbaar is vanaf het oppervlak. Als grondradar wordt ingezet om het verloop van de dikte van de granulaire laag te bepalen dan zullen breeklocaties nodig zijn als referenties voor de interpretatie. In geval van meerdere granulaire lagen zal de overgang tussen verschillende lagen niet goed zichtbaar zijn, zodat alleen de totale laagdikte kan worden bepaald.

Als de beschikbare gegevens niet voldoen, moet de bekleding worden opengebroken; dit wordt in de praktijk meestal gecombineerd met de bepaling van de toplaagdikte. Specifiek voor de dikte van de granulaire laag is het belangrijk aparte meetpunten te hebben onderin en bovenin het talud: in de praktijk is daartussen vaak een aanzienlijk verschil. Op elke breeklocatie wordt één waarde van de laagdikte gemeten.

Versie 1.0: 2 juli 2025

(Conservatieve) Standaardwaarden voor de porositeit van de granulaire laag bij steenzettingen

De porositeit van de granulaire laag speelt een rol in de volgende toetsingen:

- Toplaaginstabiliteit onder golfaanval: in de gedetailleerde toetsing wordt expliciet rekening gehouden met de waterdoorlatendheid van de granulaire laag; de porositeit is daarvoor bepalend, samen met de karakteristieke korreldiameter D_{15}. Grotere waarden voor n leiden tot een grotere kans op toplaaginstabiliteit.
- Afschuiving: gedetailleerd.

De porositeit wordt niet in het veld bepaald, maar bij de toetsing wordt gewerkt met de conservatieve standaardwaarden uit Tabel 1.

Tabel 1 Standaardwaarden porositeit van de granulaire laag

materiaalsoort	**porositeit [-]**
puin	0,40
steenslag	0,35
gesorteerde mijnsteen	0,30
ongesorteerde mijnsteen	0,20

De standaardwaarden uit Tabel 1 zijn bedoeld als conservatieve waarden die kunnen worden gebruikt

bij de toetsing.
Versie 1.0: 2 juli 2025

4.2.3 Geokunststof en onderlagen

Eigenschappen geotextiel

De eigenschappen van de onder een toplaag en/of granulaire laag aanwezige geotextiel zijn relevant bij de generieke analyse van de stabiliteit van de steenzetting.

Hieronder wordt ingegaan op de dikte, de maaswijdte en waterdoorlatendheid van het geotextiel.

Merk op dat een geotextiel als filter dient.

Dikte

Definitie

De dikte van het geotextiel wordt aangeduid met T_g en uitgedrukt in meters [m].

Merk op dat de dikte van het geotextiel geen relevante parameter is als er geen granulaire laag tussen de toplaag en onderlaag is toegepast.

Rol

De dikte van het geotextiel levert in combinatie met de doorlatendheid van het geotextiel een maat voor de weerstand van het geotextiel tegen uitspoeling. Als het geotextiel tussen de zetstenen de granulaire laag is aangebracht, ter voorkoming van materiaaltransport door de toplaag, dan verlaagt dit de doorlatendheid van de zetsteen de en dat is ongunstig voor de stabiliteit.

Wijze van bepaling

De dikte van het geotextiel kan, als het type bekend is, worden opgevraagd bij de leverancier. Wanneer dit niet mogelijk is kan de dikte in een laboratorium bepaald worden aan de hand van enkele monsters. Het is hiervoor noodzakelijk om de bekleding open te breken. Bij een beoordeling volstaat doorgaans een (conservatieve) schatting van de dikte.

Representatieve waarden

Bij de generieke analyse kan de door de leverancier aangeleverde dikte gebruikt worden.

Maaswijdte

Definitie

De maaswijdte (of openingsgrootte) van een geotextiel wordt gekarakteriseerd door de grootte van de openingen in het geotextiel waarbij tijdens een zeeftest 90 gewichtsprocenten van het aangebrachte materiaal niet het geotextiel passeert, wordt aangeduid met O_{90} en uitgedrukt in meters [m].

Merk op dat voor een geotextiel tussen de toplaag en de granulaire laag de maaswijdte van het geotextiel geen relevante parameter is.

Rol

De maaswijdte heeft, afhankelijk van waar het geotextiel is toegepast, invloed op het materiaaltransport vanuit de granulaire laag en/of ondergrond. Hoe groter de maaswijdte hoe groter de kans op transport van gronddeeltjes.

Als het geotextiel is toegepast tussen de granulaire laag en het eronder gelegen zand, dan voorkomt het materiaaltransport vanuit de granulaire laag en moet bij voorkeur de maaswijdte O_{90} zo klein zijn dat de korrels er niet doorheen kunnen. In het geval dat de maaswijdte groter is, kan het geotextiel

nog steeds voldoen, namelijk als hydraulisch dicht geotextiel. In dat geval is de hydraulische belasting te klein om de korrels door het geotextiel te transporteren. Bij een geotextiel tussen een granulaire laag en klei mag de maaswijdte groter zijn dan de deeltjes in de klei. Klei erodeert namelijk als klontjes. Het is voldoende als deze klontjes worden tegengehouden. De rekenmethode in STEENTOETS houdt hier rekening mee.

Wijze van bepaling

De maaswijdte van het geotextiel kan, als het type bekend is, worden opgevraagd bij de leverancier. Wanneer dit niet mogelijk is kan de maaswijdte in een laboratorium bepaald worden aan de hand van enkele monsters. Het is hiervoor noodzakelijk om de bekleding open te breken. Bij een beoordeling volstaat doorgaans een (conservatieve) schatting van de maaswijdte.

Representatieve waarden

Bij de generieke analyse kan de door de leverancier aangeleverde O_{90} gebruikt worden.

Waterdoorlatendheid

Definitie

De waterdoorlatendheid van een geotextiel wordt gekarakteriseerd door de permittiviteit. De permittiviteit is het quotiënt van het gemeten verval en het debiet, wordt aangeduid met Ψ en uitgedrukt in [s^{-1}]

Merk op dat de waterdoorlatend van het geotextiel geen relevante parameter is als geen granulaire laag tussen toplaag en onderlaag is toegepast.

Rol

Een grote waarde voor de permittiviteit betekent een grote waterdoorlatendheid van het geotextiel.

Wijze van bepaling

De waterdoorlatendheid van het geotextiel kan, als het type bekend is, worden opgevraagd bij de leverancier. Wanneer dit niet mogelijk is kan de waterdoorlatendheid van het geotextiel in een laboratorium bepaald worden aan de hand van enkele monsters waarbij het debiet en verval wordt gemeten. Het is hiervoor noodzakelijk om de bekleding open te breken. Bij een beoordeling volstaat doorgaans een schatting van de doorlatendheid.

Representatieve waarden

Bij de generieke analyse kan de door de leverancier aangeleverde waterdoorlatendheid gebruikt worden.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Representatieve parameters van geokunststof

Voor het ontwerp van een geokunststof zijn de volgende eigenschappen van belang:

- karakteristieke openingsgrootte O_{90} (van belang voor gronddichtheid)
- dikte T_g en permittiviteit ψ (van belang voor waterdoorlatendheid)
- treksterkte, rek bij breuk, doordrukkracht (van belang voor uitvoeringssterkte).

De rol van deze parameters spreekt grotendeels voor zichzelf: een grote openingsgrootte is ongunstig met het oog op materiaaltransport en grotere sterkteparameters zijn gunstig met het oog op de uitvoering. De rol van de parameter permittiviteit behoeft wel enige toelichting: dit is een ontwerpeigenschap die wordt bepaald met een standaard laboratoriumproef waarin wordt vastgesteld welk verval (Δh) overeenkomt met een filtersnelheid (v_f) van 10 mm/s. De permittiviteit is

het quotiënt van de filtersnelheid en het gemeten verval. Een grote waarde voor de permittiviteit betekent dus dat het geokunststof een grote waterdoorlatendheid heeft.

Representatieve waarden en nauwkeurigheid

Een geokunststof wordt geleverd als een compleet product, waarvan de ontwerpeigenschappen zijn gemeten bij laboratoriumproeven. In de praktijk worden buiten de ontwerpregels geen veiligheidsmarges aangehouden. De berekende waarden voor de ontwerpparameters worden rechtstreeks in het contract opgenomen.

In de praktijk wordt gewerkt met waarden die zijn afgerond met de volgende nauwkeurigheden:

- Openingsgrootte O_{90} : 10 μm
- Dikte T_g : 0,1 mm
- Permittiviteit ψ : 0,1 s^{-1}
- Treksterkte : 1 kN/m
- Rek bij breuk : 10 %
- Doordrukkracht : 1 kN.

Wijze van bepaling

Tijdens de uitvoering moet de aannemer voldoen aan de contracteisen voor het geokunststof. Het aantonen en controleren daarvan is een uitvoeringskwestie en is niet rechtstreeks van belang voor de ontwerper.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Invloed korrelgrootteverdeling van de zandkern op het faalgedrag van steenzettingen

De korrelgrootteverdeling van de zandkern speelt een rol bij de volgende faalmechanismen van steenzettingen.

- Afschuiving: de karakteristieke korreldiameter D_{15} speelt een rol in de gedetailleerde toetsing: hoe grover hoe gunstiger
- Materiaaltransport: als de ondergrond van de steenzetting uit zand bestaat, zijn in de gedetailleerde toetsing de karakteristieke korreldiameters D_{50} en D_{90} van belang. Hoe groter de diameters, hoe gunstiger.

In contract- en revisietekeningen kunnen wellicht soms gegevens worden gevonden over de samenstelling van de zandkern, maar in de praktijk zijn deze gegevens meestal niet nauwkeurig of volledig. Toetsing op basis van ontwerpwaarden van het basismateriaal wordt daarom afgeraden. Als gedetailleerde toetsing op materiaaltransport nodig is, zullen de karakteristieke korreldiameters moeten worden bepaald met laboratoriumonderzoek op boringen. De vastgestelde waarden kunnen rechtstreeks worden gebruikt in de toetsing.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Invloed korrelgrootteverdeling van de cohesieve laag op het faalgedrag van steenzettingen

Voor het inschatten of materiaaltransport vanuit de ondergrond een probleem vormt zijn de karakteristieke korreldiameters D_{50} en D_{90} van belang. Hoe groter de diameters, hoe gunstiger.

In contract- en revisietekeningen kunnen wellicht soms gegevens worden gevonden over de samenstelling van de cohesieve laag, maar in de praktijk zijn deze gegevens meestal niet nauwkeurig of volledig. Toetsing op basis van ontwerpwaarden van het basismateriaal wordt daarom afgeraden.

Als gedetailleerde toetsing op materiaaltransport nodig is, zullen de karakteristieke korreldiameters

moeten worden bepaald door middel van laboratoriumonderzoek van boringen. De vastgestelde waarden kunnen rechtstreeks worden gebruikt in de toetsing.
Versie 1.0: 2 juli 2025

Dikte van de cohesieve laag onder steenzettingen

De dikte van de cohesieve laag speelt een rol in de volgende toetsingen:

- Afschuiving
- Erosie van de onderlagen

Wijze van bepaling

In contract- en revisietekeningen kan meestal een laagdikte worden gevonden voor de cohesieve laag, maar in de praktijk zijn deze gegevens meestal niet nauwkeurig of volledig. Toetsing op basis van ontwerpwaarden van het basismateriaal wordt daarom afgeraden. In de meeste gevallen zal het nodig zijn om boringen te verrichten.

Representatieve waarden en nauwkeurigheid

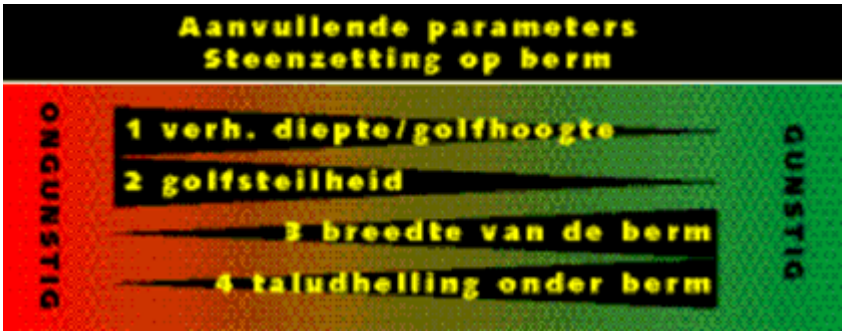
De laagdikte kan in de praktijk sterk per plaats variëren; bij de toetsing van steenzettingen wordt daarom vaak uitgegaan van de kleinste gemeten dikte, afgerond op 0,1 meter.

Versie 1.0: 2 juli 2025

4.2.4. Overige invloedsparameters voor stabiliteit steenzettingen

De parameters voor het bezwijken van een steenzetting op een berm

De parameters zijn deels dezelfde als voor steenzettingen op een talud, maar in aanvulling daarop zijn enkele specifieke parameters van belang (zie Figuur 1).



Figuur 1 Parameters steenzetting op berm.

Figuur 1 Parameters steenzettingen op berm:

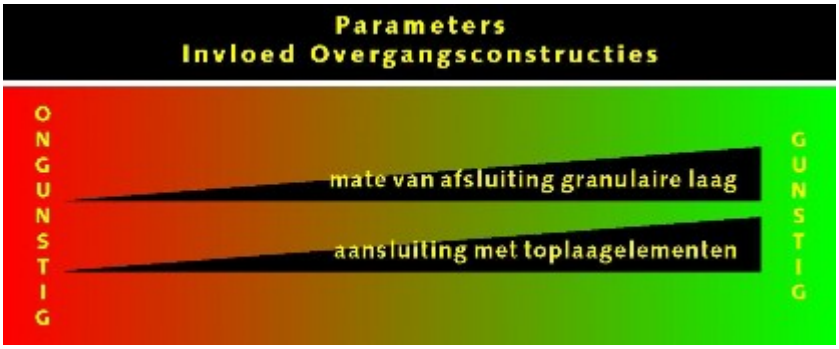
1. Golfsteilheid H_s / L_{op}: voor de belasting is ook de golfsteilheid van belang: hoe steiler hoe ongunstiger.
2. Breedte van de berm B: een brede berm zorgt voor kleinere belastingen en is dus gunstig.
3. Taludhelling onder de berm cot α: de steilheid van het talud onder de berm beïnvloedt de belasting van de bekleding op de berm: hoe flauwer de helling van het benedenbeloop, hoe ongunstiger voor de bekleding op de berm.

Een andere belangrijke parameter is de verhouding tussen de diepte van de berm onder de stilwaterstand en de golfhoogte: d_B/H_s. De situatie is het ongunstigst als de berm tussen 1,0 en 2,0 maal de golfhoogte H_s onder de stilwaterstand ligt. Deze parameter staat niet in de figuur omdat er geen eenduidig verband is.

Versie 1.0: 2 juli 2025

De parameters voor het bezwijken van een steenzetting door teen-,overgangs- of aansluitconstructie

Voor de invloed op de aansluitende bekleding zijn de parameters zoals genoemd onder toplaaginstabiliteit en materiaaltransport van belang. Daarnaast zijn enkele specifieke eigenschappen van de overgangsconstructie van belang. Zie Figuur 1.



Figuur 1 Parameters overgangsconstructies.

1. Mate van afsluiting van de granulaire laag: hoe meer de drukvoortplanting in de granulaire laag wordt geblokkeerd, hoe groter de waterdruk in het filter en dus een grotere kans op toplaaginstabiliteit.
2. Aansluiting met de toplaagelementen: hoe slechter deze aansluiting, hoe groter de kans op materiaaltransport.

Versie 1.0: 2 juli 2025

De invloed van de taludhelling op de beoordeling en het ontwerp van steenzettingen

De taludhelling speelt een rol in de volgende ontwerpaspecten:

- De taludhelling is een belangrijke parameter ten aanzien van toplaaginstabiliteit en afschuiving. Uit dat oogpunt geldt: hoe steiler, hoe ongunstiger.
- Een steile taludhelling (steiler dan 1:3) kan leiden tot beperkte betreedbaarheid van het talud (van belang voor uitvoering en beheer of voor recreatie).
- De taludhelling is mede bepalend voor de te bekleden oppervlakte en daarmee voor de kosten: een steilere helling leidt tot een kleinere oppervlakte (maar meestal ook tot een zwaardere bekleding).

De taludhelling speelt een rol in de volgende toetsaspecten:

- Toplaaginstabiliteit onder golfaanval: alle niveaus.
- Afschuiving: alle niveaus.
- Materiaaltransport vanuit ondergrond: gedetailleerd.
- Erosie van de onderlagen: alle niveaus.

Voor alle toetsingen geldt: hoe steiler hoe ongunstiger. De meeste aspecten van de aanwezige situatie zijn een randvoorwaarde voor het ontwerp, maar dat geldt niet helemaal voor de taludhelling. In zekere mate kan de taludhelling ook een ontwerpeigenschap zijn. Aan het begin van het ontwerpproces dat in Katern I wordt beschreven, staat de taludhelling meestal wel globaal vast: de helling is bijvoorbeeld ongeveer 1:3,5 vanwege de geometrie van de bestaande dijk waarop de steenzetting moet worden aangelegd. Aanpassingen van enkele tienden van de cotangens (dus bijvoorbeeld in de orde van 1:3,3 tot 1:3,7) zijn binnen het ontwerpproces van de steenzetting nog wel

mogelijk, waarbij een afweging wordt gemaakt tussen de kosten van de bekleding, het benodigde grondverzet en eventuele andere factoren. De globale taludhelling kan dus worden gezien als een randvoorwaarde voor het ontwerp van de steenzetting, maar meer in detail is de taludhelling ook een ontwerpeigenschap.
Daarbij moet ook worden opgemerkt dat een verandering van de taludhelling met het oog op de stabiliteit van de bekleding ook consequenties heeft voor golfoploop en -overslag. Bij een aanpassing van de taludhelling dienen ook de consequenties voor de benodigde kruinhoogte te worden nagegaan.

Ontwerp

Bij het ontwerp van een nieuwe dijk, dam of oever is de wijze van bepaling niet relevant. Bij het vervangen van een bestaande bekleding volgt de aanwezige taludhelling uit inmetingen (dwarsprofielen of DTM). Het gewenste detailniveau van de inmetingen moet vooraf zorgvuldig worden gekozen. Voor het ontwerp zijn minimaal alle strookgrenzen en duidelijke knikken van belang, maar ook gedetailleerdere inmeting is mogelijk. Het kan zinnig zijn om enkele profielen zeer gedetailleerd in te meten (bijvoorbeeld één punt per meter) om daardoor een exact beeld te krijgen van de variatie van de taludhelling.

Vanwege de grote invloed op de toplaaginstabiliteit moet in het ontwerp een zorgvuldige keuze worden gemaakt voor de rekenwaarde van de taludhelling. Voor de ontwerpberekeningen moet een zo goed mogelijke benadering worden gevonden van de taludhelling die in werkelijkheid zal worden aangelegd. In de praktijk zullen twee soorten verschillen optreden tussen de ontwerpwaarde en de werkelijke waarde:

- Ten eerste is er altijd enige uitvoeringstolerantie, waardoor de werkelijk aangebrachte taludhelling steiler of flauwer kan zijn. In de ontwerpberekeningen kan het beste worden uitgegaan van een afwijking in ongunstige richting, dus een steilere helling. In de praktijk wordt bijvoorbeeld rekening gehouden met een afwijking op de cotangens van orde 0,2 (dus rekenen met 1:3,8 in plaats van 1:4,0).
- Ten tweede moet in sommige gevallen rekening worden gehouden met het verschijnsel tonrondte. Een nieuwe bekleding over het gehele profiel wordt in de praktijk vaak, uit esthetisch oogpunt, met een convexe (bolronde) vorm aangebracht. Als dit niet in het bestek is vastgelegd, wordt het onderste deel van het talud hierdoor steiler en het bovenste deel flauwer dan de bestekshelling aangelegd. In de ontwerppraktijk wordt hiermee rekening gehouden door voor het onderste 2/3 deel van het talud te rekenen met een extra afwijking op de cotangens van orde 0,2 (dus bijvoorbeeld 1:3,6 in plaats van 1:3,8). Overwogen kan worden om voor het bovenste deel te rekenen met een positieve afwijking van orde 0,2.

In het algemeen wordt bij het ontwerp en toetsing van steenzettingen gewerkt met een taludhelling waarvan de cotangens op 0,1 nauwkeurig is afgerond.

Toetsing

Als in het archief recente inmetingen beschikbaar zijn, kunnen deze worden gebruikt voor de toetsing. De acceptabele ouderdom van de gegevens hangt af van de zettingen in het gebied, maar in het algemeen mogen de gegevens niet ouder zijn dan enkele jaren. Voor de taludhelling zijn ontwerpwaarden niet bruikbaar voor de toetsing.

In de meeste gevallen zal de taludhelling ten behoeve van de toetsing worden ingemeten en vastgelegd in dwarsprofielen of een Digitaal Terreinmodel (DTM). De gewenste ruimtelijke spreiding van de meetpunten moet vooraf zorgvuldig worden gekozen en hangt af van de verwachte variatie.

Voor de toetsing zijn minimaal alle strookgrenzen en duidelijke knikken van belang, maar ook gedetailleerdere inmeting is mogelijk. Het kan zinvol zijn enkele profielen zeer gedetailleerd in te meten (bijvoorbeeld één punt per meter) om daardoor een exact beeld te krijgen van de variatie van de taludhelling.
Tenslotte wordt tegenwoordig steeds vaker gebruikgemaakt van het meten van de hoogteligging vanuit een vliegtuig ('invliegen'). Hiermee kan een verticale nauwkeurigheid van plus of min 7 centimeter worden bereikt; de horizontale nauwkeurigheid is veel beter. De haalbare nauwkeurigheid van de taludhelling hangt dus af van afmetingen van de vlakken waarvoor de helling wordt bepaald: bij grote vlakken is het resultaat nauwkeuriger dan bij kleine vlakken. Ook de hardheid en vlakheid van de vlakken speelt een rol. Bij begroeiing neemt de nauwkeurigheid af.

Ingemeten taludhellingen kunnen rechtstreeks worden gebruikt voor de toetsing, zonder veiligheidsfactoren. Wel moet zorgvuldig worden omgegaan met de ruimtelijke samenvoeging van meetpunten in relatie tot de vakindeling. Als binnen één toetsvak meerdere meetpunten liggen, moet worden gerekend met de steilste waarde die bij de verschillende meetpunten is gevonden.

Versie 1.0: 2 juli 2025

4.3 Parameters asfalt

4.3.1 Mechanische eigenschappen asfaltbekleding

De laagdikte van een asfaltbekleding

Bij de analyse van de belasting en sterkte van de asfaltbekleding worden verschillende parameters gebruikt. In dit artikel wordt ingegaan op de dikte van de asfaltbekleding.

Merk op dat in dit artikel wordt uitgegaan van een asfaltbekleding van waterbouwasfaltbeton (WAB). Het bepalen van de (rekenwaarde van de) dikte voor andere asfaltmengsels (zoals open steenasfalt, OSA) vraagt om specialistische kennis.

Definitie

De laagdikte van de asfaltbekleding wordt gemeten haaks ten opzichte van het taludoppervlak, aangeduid met d en uitgedrukt in meters [m]. Merk op dat een asfaltbekleding uit meerdere lagen kan bestaan.

Rol

Een grotere laagdikte zorgt voor lagere buigspanningen in het asfalt en dus voor een grotere weerstand tegen golfklappen. Daarnaast biedt een grotere laagdikte een grotere weerstand tegen optredende wateroverdruk.

Wijze van bepaling

De wijze van bepalen van de dikte van de asfaltbekleding verschilt per type.

Waterbouwasfaltbeton

De dikte van waterbouwasfaltbeton wordt bij voorkeur gebaseerd op grondradarmetingen (GPR-metingen). Deze GPR-metingen worden vaak uitgevoerd in combinatie met valgewicht-deflectiemetingen (VGD-metingen), zie het artikel Stijfheid asfaltbekleding. Beide metingen kunnen zowel gelijktijdig als na elkaar worden uitgevoerd. Om het radarsignaal om te kunnen zetten naar een laagdikte wordt het signaal geijkt met de laagdikte van de asfaltbekleding die volgt uit boorkernen. Voor meer informatie over (het uitvoeren van) GPR-metingen en VGD-metingen wordt verwezen naar [De Looff, 2009].

De laagdikte van waterbouwasfaltbeton waarvoor het leeftijdscriterium nog niet is overschreden kan

ook worden gebaseerd op metingen gedaan bij de opleveringscontrole. Zie hiervoor het artikel Fenomenologische beschrijving asfaltbekleding buitentalud.
Wanneer metingen ontbreken of niet uitgevoerd kunnen worden dan kan ook de laagdikte uit het bestek worden gebruikt.

Vol en zat gepenetreerde breuksteen

Voor breuksteen kan aan de hand van de meetgegevens van de aanleg de laagdikte worden bepaald met de “highest point method” uit [The Rock Manuel, 2007]. De laagdikte van de vol en zat gepenetreerde breuksteen is gelijk aan 2/3 maal de dikte van de laag breuksteen. Indien geen meetgegevens beschikbaar zijn dan moet de laagdikte bepaald worden door kernen te boren en dikte te bepalen.

Wanneer metingen niet uitgevoerd kunnen worden dan kan de laagdikte ook uit het bestek worden gebruikt.

Representatieve waarden

De bij de analyse van de belasting en sterkte te gebruiken rekenwaarde van de dikte verschilt per mechanisme.

Golfklap

Bij het uitvoeren van een semi-probabilistische analyse van de belasting en sterkte voor het initieel mechanisme ‘Golfklappen op asfaltbekleding’ wordt voor de dikte van de asfaltbekleding een rekenwaarde gebruikt die gelijk is aan de 5%-onderschrijdingswaarde van de metingen in het dijkvak. Deze 5%-waarde kan worden berekend met een verdelingsfunctie. In geval van GPR-metingen zijn veel metingen beschikbaar en verdient het de voorkeur om conform een cumulatieve frequentieverdeling op te stellen en hieruit de 5%-waarde af te lezen. Voor het bepalen van de 5%-waarde wordt verwezen naar Factsheet voor evalueren van metingen [nog niet opgesteld].

Merk op dat bij het bepalen van de 5%-waarde voor een dijkvak moet worden nagegaan of de asfaltbekleding homogeen is door het verloop van de dikte als functie van de afstand langs de meetraai te bekijken.

Wanneer geen metingen beschikbaar zijn dan kan voor de rekenwaarde van de dikte van de asfaltbekleding worden uitgegaan van 0,8 maal de laagdikte uit het bestek.

Wateroverdruk

Bij het uitvoeren van een analyse van de belasting en sterkte voor het initieel mechanisme ‘Wateroverdruk bij asfaltbekleding’ is de dikte van de asfaltbekleding gelijk aan het gemiddelde van de metingen in het dijkvak.

Wanneer geen metingen beschikbaar zijn dan kan voor de rekenwaarde worden uitgegaan van 0,8 maal de laagdikte uit het bestek.

Wanneer de asfaltbekleding bestaat uit twee goed op elkaar gehechte lagen is de dikte gelijk aan de som van de gemiddelde dikte van beide lagen. Merk op dat een onderlaag van zandasfalt, mits goed gehecht, ook kan worden meegeteld.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Stijfheid asfaltbekleding

Bij de analyse van de belasting en sterkte van de asfaltbekleding worden verschillende parameters gebruikt. Hieronder wordt ingegaan op de buigtreksterkte en vermoeiingsparameters van de

asfaltbekleding.
Merk op dat hier wordt uitgegaan van een asfaltbekleding van waterbouwasfaltbeton (WAB). Het bepalen van de (rekenwaarde van de) buigtreksterkte voor andere asfaltmengsels (zoals open steenasfalt, OSA) vraagt om specialistische kennis.

Definitie

De stijfheid is een maat voor de vervorming onder invloed van een belasting, wordt aangeduid met *E* en uitgedrukt in megapascal [MPa].

Rol

Een hogere stijfheid van de asfaltbekleding zorgt voor hogere spanningen in het asfalt, waardoor een hogere stijfheid van het asfalt ongunstig is. De stijfheid is sterk gecorreleerd met de sterkte van de asfaltbekleding. In het algemeen betekent een hogere stijfheid ook een hogere sterkte.

Omdat bitumen in het asfalt in de loop van de tijd verhardt, wordt de asfaltbekleding minder flexibel en stijver.

Wijze van bepaling

De stijfheid van de WAB-asfaltbekleding volgt bij voorkeur uit de met valgewicht-deflectiemetingen (VGD-metingen) verkregen deflectieprofielen, zie Valgewicht-deflectiemeter. Deze VGD-metingen worden vaak uitgevoerd in combinatie met grondradarmetingen (GPR-metingen), zie het artikel Dikte asfaltbekleding. Beide metingen kunnen zowel gelijktijdig als na elkaar worden uitgevoerd. Wanneer gelijktijdig wordt gemeten is er een directe koppeling tussen beide metingen en is van elk meetpunt de laagdikte bekend. Deze laagdikte is noodzakelijk voor het terugrekenen van de stijfheden uit de deflectieprofielen. Deze laagdikte volgt uit grondradarmetingen (GPR-metingen). Voor het bepalen van de stijfheid uit een deflectieprofiel wordt verwezen naar [De Looff, 2009].

Omdat er op open steenasfalt geen valgewichtdeflectiemetingen worden uitgevoerd, wordt de elasticiteitsmodulus in het laboratorium bepaald. Dit wordt gedaan in een indirecte trekopstelling (ITT) op schijven uit de kern. De gewenste minimale dikte van een schijf is driemaal de maximale steendiameter. Omdat dit bij open steenasfalt met de grootste steensorteringen leidt tot erg dikke schijven wordt een minimale dikte van 70 mm gehanteerd.

Hoewel de stijfheid voor WAB ook kan worden bepaald op proefstukken uit boorkernen in het laboratorium. VGD-metingen genieten echter de voorkeur omdat:

- een groter deel van de constructie wordt belast onder een belasting die meer representatief is voor een golfbelasting, en
- er per dijkvak meer VGD-metingen dan boorkernen zullen zijn en zowel het gemiddelde als de spreiding van de stijfheid beter bepaald kan worden.

Merk op dat het zinvol kan zijn om de stijfheid uit VGD-metingen te vergelijken met de stijfheden die in het laboratorium zijn bepaald. Hiertoe moet het proefstuk wel afkomstig zijn uit een boorkern ter plaatse van het VGD-meetpunt.

Voor het ontwerpen van asfaltbekledingen kan gerekend worden met een elasticiteitsmodulus welke is verkregen vanuit de correlatie tussen de buigtreksterkte σ_{br} en de elasticiteitsmodulus E_a welke gegeven is door:

$$\log(E_a) = 3{,}346 + 0{,}747 \log(\sigma_{br})$$

Met dit regressiemodel kan dan, uitgaande van de 95%-waarde van de buigtreksterkte, de 95%-waarde voor de asfaltstijfheid worden bepaald welke gebruikt kan worden voor het ontwerpen. Let wel dat voor het ontwerpen gerekend wordt met de 5%-waarde van de buigtreksterkte en de 95%-waarde van de elasticiteitsmodulus. De elasticiteitsmodulus die wordt gevonden uit de regressierelatie is gebaseerd op de correlatie tussen de elasticiteitsmodulus en buigtreksterkte, beide bepaald uit 3-punts buigproeven. De waarden verkregen uit VGD-metingen correleren significant slechter met de buigtreksterkte.

Representatieve waarden

Bij het uitvoeren van een semi-probabilistische analyse van de belasting en sterkte voor het initieel mechanisme 'Golfklappen op asfaltbekleding' wordt voor de stijfheid van de asfaltbekleding een rekenwaarde gebruikt die gelijk is aan de 95%-onderschrijdingswaarde van de metingen binnen een dijkvak. Deze 95%-waarde kan worden berekend met een verdelingsfunctie, zie de Factsheet evalueren van metingen [nog niet opgesteld].

Merk op dat bij het bepalen van de 95%-waarde voor een dijkvak moet worden nagegaan of de asfaltbekleding homogeen is door het verloop van de stijfheid als functie van de afstand langs de meetraai te bekijken.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Valgewicht-deflectiemeter

Een valgewicht-deflectiemeter wordt gebruikt om de stijfheid van de bekleding en de ondergrond te bepalen. De metingen werken als volgt: een valgewicht wordt vanaf een vaste hoogte boven de bekleding losgelaten. Als deze het talud treft, zal de bekleding doorbuigen. De doorbuigingen worden gemeten met elektronische versnellingsopnemers (geofoons) die op een meetbalk zijn bevestigd. Het door de geofoons gemeten signaal wordt door integratie omgerekend naar een verplaatsing. Door de verplaatsing uit te zetten tegen de afstand wordt het deflectieprofiel verkregen. Als de laagdikte ter plaatse van de meting bekend is, kan de stijfheid van het asfalt en de ondergrond met een lineair-elastisch rekenmodel worden teruggerekend. Eén meting duurt ongeveer een minuut.



Figuur 1 Valgewicht-deflectiemeter op een dijktalud. (Foto NPC).



Figuur 2 Valgewicht-deflectiemeter: meetbalk met geofoons. (Foto NPC).

Valgewicht-deflectiemeters worden wereldwijd op grote schaal gebruikt bij bepaling van de kwaliteit van verhardingen, fundering en ondergrond van wegen en vliegvelden. Het uitvoeren van valgewicht-deflectiemetingen is mogelijk op taludhellingen van 1:3 en flauwer. In Figuur 1 en Figuur 2 zijn valgewicht-deflectiemetingen te zien.

In de afgelopen jaren is de valgewicht-deflectiemeter gebruikt bij het uitvoeren van veiligheidsbeoordelingen van asfaltbekledingen en met gietasfalt ingegoten basaltzuilen. Het apparaat is niet nieuw; het wordt al tientallen jaren ingezet om de draagkracht van wegconstructies te beoordelen en er zijn in de wegbouwkunde diverse onderzoeken gedaan naar de betrouwbaarheid en herhaalbaarheid van valgewicht-deflectiemetingen. Alle in Nederland en een aantal in het buitenland geregistreerde valgewichten worden elke twee jaar onderworpen aan een door de CROW georganiseerde vergelijkende test. Op basis hiervan wordt voor elk apparaat een calibratiefactor vastgesteld om te waarborgen dat de apparaten tot dezelfde resultaten komen.

De omstandigheden op een dijk zijn anders dan op een weg. Het is vooral de vraag of de meting onder een hellingshoek het resultaat beïnvloedt. In de afgelopen jaren zijn onderzoeken uitgevoerd naar zowel de invloed van de taludhelling op de meetresultaten als naar de herhaalbaarheid van valgewicht-deflectiemetingen op dijken.

De invloed van de schuinplaatsing op de metingen blijkt gering. Bij een onderzoek op Texel [Versluis en De Looff, 1999] is een systematische afwijking bij een taludhelling van 1:3 van 5 tot 10 µm vastgesteld ten opzichte van een centrumdeflectie van 305 µm. Uit testen is wel gebleken dat de taludhelling 1:3 of flauwer moet zijn, omdat het apparaat bij steilere taluds tijdens het meten in beweging kan komen.

De herhaalbaarheid van de valgewicht-deflectiemetingen op dijken is recent tweemaal onderzocht [Versluis en De Looff, 1999] en [Arce en De Looff, 2010]. In beide onderzoeken zijn metingen op verschillende tijdstippen op exact dezelfde locaties uitgevoerd. In het jaar 2000 zijn op Texel acht metingen in een periode van een half uur op exact dezelfde locatie uitgevoerd. De standaardafwijking van de centrumdeflectie was minder dan 5 µm. In 2009 zijn bij de Eemshaven metingen op exact dezelfde locatie uitgevoerd op twee verschillende dagen. Dit veroorzaakt iets grotere verschillen omdat de temperatuur de stijfheid en dus de deflecties beïnvloedt. Na temperatuurcorrectie bleek het verschil tussen de metingen op de eerste en tweede meetdag circa 5%. Conclusie van beide onderzoeken is dat de herhaalbaarheid van de metingen goed is.



Figuur 3 Valgewicht-deflectiemeting op een talud op een bekleding van open steenasfalt.

Versie 1.0: 2 juli 2025

De doorlatendheid van asfalt

De mate van doorlatendheid wordt bepaald door de hoeveelheid holle ruimte en de onderlinge verbinding van de poriën. Bekledingen van waterkeringen moeten altijd gronddicht (of zanddicht) zijn, en soms waterdicht. Als een gronddoorlatend asfaltmengsel zoals open steenasfalt wordt toegepast, dan moet een gronddicht filter worden aangebracht.

Waterbouwasfaltbeton en met gietasfalt gepenetreerde breuksteen zijn onder normale omstandigheden gronddichte en waterdichte bekledingen. Open steenasfalt is doorlatend voor grond en water; zandasfalt is alleen waterdoorlatend. Normaliter wordt de doorlatendheid niet beproefd. Voor het vooronderzoek zijn (besteks)bepalingen opgesteld.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Sterkte asfaltbekleding

Bij de analyse van de belasting en sterkte van de asfaltbekleding worden verschillende parameters gebruikt. Hieronder wordt ingegaan op de buigtreksterkte en vermoeiingsparameters van de asfaltbekleding.

Merk op dat hier wordt uitgegaan van een asfaltbekleding van waterbouwasfaltbeton (WAB). Het bepalen van de (rekenwaarde van de) buigtreksterkte voor andere asfaltmengsels (zoals open steenasfalt, OSA) vraagt om specialistische kennis.

Definitie

De buigtreksterkte is een maat voor de spanning die een asfaltbekleding kan weerstaan, zonder dat de samenhang van de asfaltbekleding verloren gaat. De buigtreksterkte wordt aangeduid met σ_β en uitgedrukt in megapascal [MPa].

Het vermoeiingsgedrag van de asfaltbekleding wordt gekarakteriseerd door een gekromde vermoeiingslijn, waarin de vermoeiingsparameters ν_α en ν_β materiaalparameters zijn.

Rol

De buigtreksterkte en vermoeiingsparameters zijn, samen met elasticiteitsmodulus, de belangrijkste mechanische eigenschappen van een asfaltbekleding. Een asfaltbekleding wordt als gevolg van golfklappen belast op buiging. Hierdoor ontstaan buigspanningen in de bekleding: trekspanningen

aan de onderzijde en drukspanning aan de bovenzijde. Bij overschrijding van de buigtreksterkte zal de bekleding gaan scheuren.
Een hogere buigtreksterkte betekent dat de maximaal toelaatbare spanningen in het asfalt hoger zijn en leidt dus tot een grotere weerstand tegen golfklappen. De vermoeiingsparameters beïnvloeden elkaar en zijn afhankelijk van het niveau van de optredende spanningen. Op voorhand is daarom niet te zeggen of een hogere waarde van ν_α en ν_β leidt tot een hogere of lagere weerstand tegen golfklappen.

Wijze van bepaling

Door blootstelling aan externe (weers)invloeden veroudert asfalt. Hierdoor kunnen alle mechanische eigenschappen veranderen. Als de buigtreksterkte afneemt worden de maximale toelaatbare spanningen in het asfalt kleiner en daarmee neemt ook de weerstand tegen buiging af. Voor een analyse van de belasting en sterkte is het daarom belangrijk alle mechanische eigenschappen en vermoeiingsparameters te kennen. Daarbij wordt onderscheid gemaakt tussen een jonge en oude asfaltbekledingen.

Jonge asfaltbekleding

Voor een jonge asfaltbekleding van WAB kan een prognose van de buigtreksterkte op peildatum gemaakt worden met het zogenaamde levensduurmodel [Telman, 2013]. Met dit model wordt de buigtreksterkte als functie van het holle ruimte percentage en de leeftijd beschreven:

$$\sigma_{b,p} = 8{,}571 - 0{,}4616HR + (1{,}98 \cdot 10^{-3})HR^3 - (1{,}195 \cdot 10^{-6})Lft_pHR^3 \quad (1)$$

Hierin is:

$\sigma_{b,p}$ buigtreksterkte op peildatum [MPa]

HR holle ruimte percentage [%]

Lft_p leeftijd van de bekleding op peildatum [jaar]

Het levensduurmodel is alleen toepasbaar voor een asfaltbekleding waarvoor het leeftijdscriterium niet is overschreden. Het leeftijdscriterium is afhankelijk van het bij een opleveringscontrole vastgestelde gemiddelde holle ruimte percentage en de leeftijd van de asfaltbekleding. Als de leeftijd van de asfaltbekleding op de peildatum kleiner is dan de drempelwaarde dan kan op basis van het holle ruimte percentage en het levensduurmodel een prognose worden gemaakt zonder buigtreksterktes te bepalen. Als de drempelwaarde is overschreden kan de asfaltbekleding als oud worden geclassificeerd en dient de buigtreksterkte aan de hand van mechanisch (laboratorium)onderzoek bepaald te worden. Tabel 1 geeft voor verschillende klassen van de gemiddelde holle ruimte de drempelwaarden voor het leeftijdscriterium.

De ontwerpwaarde voor de breuksterkte van asfaltbekledingen bij een leeftijd van 50 jaar is vastgesteld op 2,4MPa.

Tabel 1 Drempelwaarden leeftijdscriterium voor het toepassen van het levensduurmodel voor waterbouwasfaltbeton.

Gemiddelde holle ruimte	Leeftijd asfaltbekleding

[%]	[jaren]
0 – 5,4	30
5,5 – 10,4	20
> 10,4	10

Oude asfaltbekleding

Wanneer uit de in het kader van de Zorgplicht uitgevoerde prognose van de restlevensduur van de asfaltbekleding [Davidse, et al., 2018] blijkt dat de sterkte van de asfaltbekleding op peildatum afdoende is, dient van de asfaltbekleding aan de hand van mechanisch (laboratorium)onderzoek een set buigtreksterktes en vermoeiingsparameters bepaald te worden. Hiermee wordt de meest accurate weergave van de mechanische eigenschappen verkregen. Bij dit onderzoek worden per vak minimaal acht kernen uit de asfaltbekleding geboord en worden in het laboratorium op proefstukken uit deze kernen dynamische proeven (bijvoorbeeld de driepuntsbuigproef en vermoeiingsproef voor waterbouwasfaltbeton) uitgevoerd. Voor de kernboringen, uitvoering van de laboratoriumproeven en het bepalen van de buigtreksterkte en vermoeiingsparameters wordt verwezen naar [De Looff, 2009]. Het is aan te bevelen om minimaal één keer per twaalf jaar (of vaker als dat uit het continu inzicht [Davidse, et al., 2018] blijkt) dit onderzoek uit te voeren. Hiermee wordt het effect en onzekerheid van veroudering richting peildatum zo klein mogelijk gehouden. De met de laboratoriumproeven verkregen buigtreksterktes dienen geprognosticeerd te worden naar de peildatum. Hiervoor kan de volgende formule gebruikt worden:

$$\sigma_{b,p} = \sigma_{b,m} - 1{,}195 \cdot 10^{-6}\left(Lft_p^2 - Lft_m^2\right)HR^3 \qquad (2)$$

Hierin is:

$\sigma_{b,p}$ buigtreksterkte op peildatum [MPa]

$\sigma_{b,m}$ gemeten buigtreksterkte [MPa]

Lft_p leeftijd van de bekleding op peildaum [jaar]

Lft_m leeftijd van de bekleding op datum laboratoriumonderzoek [jaar]

HR holle ruimte percentage [-]

Merk op dat ook voor jonge asfaltbekleding de eigenschappen met mechanisch (laboratorium)onderzoek kunnen worden verkregen. Dit geeft mogelijk een betere indicatie van de sterkte dan de sterkte op basis van het levensduurmodel. Bovendien kan met de resultaten van het onderzoek het levensduurmodel aangescherpt worden.

Representatieve waarden

Buigtreksterkte

Bij het uitvoeren van een semi-probabilistische analyse van de belasting en sterkte voor het initieel mechanisme ‘Golfklappen op asfaltbekleding’ wordt voor de buigtreksterkte van de asfaltbekleding een rekenwaarde gebruikt die gelijk is aan de 5%-onderschrijdingswaarde van de set buigtreksterktes.

Deze 5%-waarde kan voor zowel jonge als oude asfaltbekledingen worden berekend met een verdelingsfunctie, zie Factsheet voor evalueren van metingen [nog niet opgesteld].

Vermoeiingsparameters

Als voor jonge asfaltbekledingen het levensduurmodel is gebruikt om een set van geprognosticeerde buigtreksterktes te bepalen, kan voor v_α en v_β een default waarde van respectievelijk 0,5 en 4,8 gebruikt worden.

Wanneer (voor oude asfaltbekledingen) mechanisch (laboratorium)onderzoek is uitgevoerd volgens de vermoeiingsparameters de verwachtingswaarden uit de fit door de resultaten van de vermoeiingsproeven.

Variatiecoëfficiënt

Omdat een grote onzekerheid in buigtreksterkte consequenties heeft voor de veiligheid van de bekleding, is de veiligheidscoëfficiënt afhankelijk van de variatiecoëfficiënt in de buigtreksterkte $V_{\sigma b}$ [-]. Deze variatiecoëfficiënt wordt gebruikt als voorwaarde voor het toepassen van het rekenmodel voor het mechanisme Bezwijken asfaltbekleding ten gevolge van golfklappen, maar ook bij het bepalen van de doorsnedefaalkans, zie het artikel Model AGK.

De variatiecoëfficiënt volgt uit de set buigtreksterktes, zie Factsheet voor evalueren van metingen [nog niet opgesteld]. Als de buigtreksterktes voor een jonge asfaltbekleding zijn geprognosticeerd met het levensduurmodel dan moet de berekende variatiecoëfficiënt nog met een factor 1,8 worden vergroot.

Merk op dat de variatiecoëfficiënt van een set (geprognosticeerde) buigtreksterktes niet groter mag zijn dan 0,35. Wanneer deze groter is, dan is nader onderzoek noodzakelijk.

Versie 1.0: 2 juli 2025

De holle ruimte van asfaltbekleding

Bij het beschouwen van het leeftijdscriterium en het bepalen van de buigtreksterkte met het levensduurmodel speelt de holle ruimte een belangrijke rol. Bij een toenemende holle ruimte neemt de snelheid van veroudering toe. Wens is daarom te streven naar een zo laag mogelijk percentage holle ruimte. Hieronder wordt ingegaan op de holle ruimte van de asfaltbekleding.

Definitie

Het volumepercentage ongevulde ruimte in het mineraalskelet van een asfaltmengsel wordt holle ruimte genoemd en aangeduid met *HR* en uitgedrukt als getal [-].

Rol

Het holle ruimte percentage heeft invloed op de eigenschappen van het asfaltmengsel.

Zo zijn asfaltmengsels met een laag holle ruimte percentage duurzamer, omdat invloeden zoals lucht en water nauwelijks in het mengsel kunnen doordringen. Bij mengsels met een laag holle ruimte percentage worden de drempelwaarden van het leeftijdscriterium dan ook minder snel overschreden en zal de sterkte gedurende de levensduur minder snel achteruitgaan.

Het holle ruimte percentage is ook bepalend voor de doorlatendheid van een asfaltbekleding voor water en gronddeeltjes.

Wijze van bepaling

Het holle ruimte percentage kan worden bepaald met standaardonderzoek op boorkernen. Het holle ruimte percentage wordt bepaald met proef 84 uit [Standaard RAW bepalingen, 2020]. Wanneer aan

de hand van mechanisch (laboratorium)onderzoek een set buigtreksterktes wordt bepaald, wordt over het algemeen dit standaardonderzoek ook uitgevoerd. Merk op dat het holle ruimte percentage veelal bekend is uit de opleveringscontrole. Aangezien het percentage holle ruimte in de tijd doorgaans niet noemenswaardig verandert, kunnen deze waarden gebruikt worden bij latere onderzoeken en beoordelingen.

Representatieve waarden

Voor de rekenwaarde van het holle ruimte percentage kan worden uitgegaan van het gemiddelde van de bij het standaardonderzoek of opleveringscontrole uitgevoerde metingen op de onderste helft van de asfaltlaagdikte.

Versie 1.0: 2 juli 2025

De dichtheid van asfaltbekleding

Bij de analyse van de belasting en sterkte van de asfaltbekleding worden verschillende parameters gebruikt. In dit artikel wordt ingegaan op de dichtheid van de asfaltbekleding.

Definitie

De dichtheid of soortelijke massa van een materiaal is de grootheid die uitdrukt hoeveel massa van het materiaal aanwezig is in een bepaald volume. De dichtheid van de asfaltbekleding wordt aangeduid met ρ_α en uitgedrukt in kilogram per kubieke meter [kg/m^3].

Rol

Een hogere dichtheid van de asfaltbekleding vergroot het gewicht van de bekleding en biedt dus een grotere weerstand tegen wateroverdrukken.

Wijze van bepaling

De dichtheid van de asfaltbekleding kan worden bepaald met standaardonderzoek op boorkernen. De dichtheid wordt bepaald met proef 82 uit [Standaard RAW bepalingen, 2020]. Merk op dat de dichtheid van de asfaltbekleding veelal bekend is uit de opleveringscontrole.

Representatieve waarden

Wanneer de dichtheid van de asfaltbekleding is gebaseerd op standaardonderzoek, kan voor de rekenwaarde worden uitgegaan van het gemiddelde van de metingen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

De beddingsconstante van de ondergrond bij een asfaltbekleding

Bij de analyse van de belasting en sterkte van de asfaltbekleding worden verschillende parameters gebruikt. In dit artikel wordt ingegaan op de beddingsconstante van de ondergrond.

Merk op dat in dit artikel wordt uitgegaan van een asfaltbekleding van waterbouwasfaltbeton (WAB). Het bepalen van de (rekenwaarde van de) beddingsconstante van de ondergrond voor andere asfaltmengsels (zoals open steenasfalt, OSA) vraagt om specialistische kennis.

Definitie

De beddingsconstante van de ondergrond geeft de verhouding tussen de door de ondergrond geleverde tegendruk en de zakking van de ondergrond ten gevolge van de belasting, wordt aangeduid met *c* uitgedrukt in megapascal per meter [MPa/m]. Feitelijk is het een maat voor de draagkracht van de ondergrond onder de asfaltbekleding.

Rol

De beddingsconstante van de ondergrond heeft invloed op de optredende buigtrekspanningen in de asfaltbekleding: een hogere beddingsconstante zorgt voor een geringere doorbuiging van de asfaltbekleding bij golfklap en dus lagere buigtrekspanningen in de asfaltbekleding.

Wijze van bepaling

Asfaltbekleding zonder funderingslaag

Voor asfaltbekledingen die direct op de ondergrond zijn aangebracht wordt de beddingsconstante uit de stijfheid van de ondergrond berekend wordt met de volgende formule [Verruijt, 2010]:

$$C = \frac{E}{2a(1-v^2)} \qquad (1)$$

Waarin:

E stijfheid van de ondergrond [MPa]

α straal van de belaste zone [m]

v dwarscontractiecoëfficiënt [-]

Stijfheid ondergrond

De stijfheid van de ondergrond volgt uit de met valgewicht-deflectiemetingen (VGD-metingen), zie het artikel Stijfheid asfaltbekleding, verkregen deflectieprofielen. Voor het bepalen van de stijfheid uit een deflectieprofiel wordt verwezen naar [De Looff, 2009]. Merk op dat het uit VGD-metingen terugrekenen van stijfheden alleen mogelijk is als ook de laagdikte van de asfaltbekleding ter plaatse van de meetpunten bekend is. Deze laagdikte volgt doorgaans uit grondradarmetingen (GPR-metingen), zie het artikel Dikte asfaltbekleding .

Straal van de belaste zone

Omdat de VGD-metingen niet direct op het zand zijn uitgevoerd kan voor de straal van de belaste zone niet worden volstaan met de straal van de voetplaat van het valgewicht. Omdat wordt aangenomen dat de belasting onder een hoek van 45° spreidt door het asfalt, is de waarde van α gelijk aan de som van de straal van de voetplaat en de dikte van de asfaltbekleding ter plaatse van het meetpunt.

Dwarscontractiecoëfficiënt

Voor een asfaltbekleding op een ondergrond van zand wordt voor de dwarscontractiecoëfficiënt meestal een waarde van 0,35 aangehouden.

Asfaltbekleding met funderingslaag

Met een funderingslaag onder een asfaltbekleding wordt de draagkracht van de ondergrond vergroot. De bijdrage van deze fundering aan de draagkracht van ondergrond kan worden meegenomen door een samengestelde beddingsconstante van de ondergrond c_{eqv} [MPa/m] te bepalen met behulp van de volgende formule [De Looff, et al., 2020]:

$$C_{eqv} = \frac{E}{2a(1-v^2)F} \qquad (2)$$

Waarin:

c_{eqv} samengestelde beddingsconstante van de ondergrond [MPa/m]

E stijfheid van de ondergrond [MPa]

α straal van de belaste zone [m]

v dwarscontractiecoëfficiënt [-]

F factor voor invloed dikte asfaltla(a)g(en) en funderingslaag op samengestelde beddingsconstante van de ondergrond [-]

Stijfheid ondergrond

De stijfheid van de ondergrond volgt uit metingen. Indien geen metingen beschikbaar zijn kan een veilige waarde worden bepaald met de volgende formule [De Looff, et al., 2020]:

$$E = E_{\text{opp}} + 100\left(d_a + d_f\right) \qquad (3)$$

Waarin:

E stijfheid ondergrond [MPa]

E_{opp} oppervlaktemodulus van de ondergrond [MPa]

d_a dikte asfaltla(a)g(en) [m]

d_f dikte funderingslaag [m]

De oppervlaktemodulus kan in het veld worden bepaald met een dynamische plaatbelastingproef. Voor een funderingslaag op zand is 30 MPa een veilige waarde voor E_{opp}. Merk op dat deze waarde alleen kan worden toegepast als de verdichtingsgraad van het zand en/of funderingsmateriaal voldoet aan de eisen zoals gesteld in [Standaard RAW bepalingen, 2020] of een latere wijzigingsversie.

Straal van de belaste zone

De waarde van α is gelijk aan de som van de straal van de voetplaat, de dikte van de asfaltla(a)g(en) en de dikte van de funderingslaag.

Dwarscontractiecoëfficiënt

Voor een asfaltbekleding op een ondergrond van zand wordt voor de dwarscontractiecoëfficiënt meestal een waarde van 0,35 aangehouden.

Factor F

De invloed van de dikte van de asfaltla(a)g(en) en de fundering op de samengestelde beddingsconstante van de ondergrond kan worden bepaald met de volgende formule [De Looff, et al., 2020]:

$$F = 1 - d_f(2{,}73 - 18{,}2d_a + 43{,}6d_a^2) \qquad (4)$$

Waarin:

d_f dikte funderingslaag [m]

d_a dikte asfaltla(a)g(en) [m]

Representatieve waarden

Bij het uitvoeren van een semi-probabilistische analyse van de belasting en sterkte voor het initieel mechanisme 'Golfklappen op asfaltbekleding' wordt voor de beddingconstante van de ondergrond een rekenwaarde gebruikt die gelijk is aan de 5%-onderschrijdingswaarde van de metingen binnen een dijkvak. Deze 5%-waarde kan worden berekend met een verdelingsfunctie, zie Factsheet evalueren van metingen [nog niet opgesteld].

Indien geen VGD- en GPR-metingen beschikbaar zijn om de beddingsconstante van de ondergrond te bepalen kan voor asfaltbekledingen op een ondergrond van zand een representatieve waarde van 64 MPa/m worden gebruikt. (Zie het artikel Fenomenologische beschrijving asfaltbekleding buitentalud). Voor een asfaltbekleding op een ondergrond van klei kan voor de beddingsconstante van de ondergrond een karakteristieke waarde van 30 MPa/m gebruikt worden.

Versie 1.0: 2 juli 2025

De doorlatendheid van de ondergrond te beschouwen voor opdrijven gesloten bekleding

De doorlatendheden van een homogeen dijklichaam en ondergrond zijn van de Orde grootte van circa $1x10^{-4}$ m/s tot $1x10^{-6}$ m/s. Dit zijn normale waarden voor zand in Nederland. De invloed van de doorlatendheid op de wateroverdrukken is mede afhankelijk van de duur van het hoogwater. Meer informatie hierover is gegeven in het rapport Dimensioneren op wateroverdrukken. Bij kleinere doorlatendheden dan $1x10^{-6}$ m/s zijn de optredende wateroverdrukken in het algemeen beduidend lager omdat de freatische lijn in het grondlichaam nauwelijks stijgt. Als er een ondergrond van klei onder de gesloten bekleding aanwezig is, wordt de ondergrond bij kortdurende hydraulische belastingen zoals een hoogwater bij zeedijken als ondoorlatend beschouwd. Dimensioneren op overdrukken is in dit geval niet noodzakelijk. Als er een kleilaag van beperkte dikte aanwezig is, wordt ervan uitgegaan dat de wateroverdrukken tegen de onderzijde van de kleilaag zullen optreden. De kleilaag kan bij dimensioneren op wateroverdrukken als deel van de bekleding worden beschouwd waardoor de bovenliggende asfaltbekleding minder dik kan zijn.

Bij hogere doorlatendheden, bijvoorbeeld ten gevolge van een doorlatende mijnsteenkade onder de bekleding, kan de optredende wateroverdruk groter zijn. In dit geval kan de maximale overdruk onder de bekleding te worden bepaald met een niet-stationair grondwaterstromingsprogramma. Hierbij kan tevens worden nagegaan of de kortdurende waterstandsverschillen ten gevolge van golven en deining relevante belastingen zijn op de bekleding.

Ook als het dijklichaam en de directe ondergrond qua doorlatendheid inhomogeen zijn, kan de maatgevende belastingsituatie worden bepaald met een niet-stationair grondwaterstromingsprogramma.

Door bepaling van de optredende wateroverdrukken onder de bekleding met een niet stationair grondwaterstromingsprogramma wordt nauwkeuriger gedimensioneerd waardoor in veel gevallen de ontwerplaagdikte kan worden beperkt.

Versie 1.0: 2 juli 2025

4.3.2 Testen voor eigenschappen asfaltbekleding

Bepalen karakteristieke waarden voor asfalt uit metingen

Asfalt is een vermoeiingsgevoelig materiaal, dat wil zeggen dat de maximaal toelaatbare spanning in het asfalt afhankelijk is van het aantal malen dat het wordt belast. De spanning waarbij het asfalt bij eenmalig belasten bezwijkt, wordt de breuksterkte genoemd.

Voor asfaltdijkbekledingen zijn er modellen ontwikkeld om het vermoeiingsgedrag te karakteriseren. Voor de beoordeling op golfaanval is het meest relevante model gebaseerd op zowel

vermoeiingsgegevens als op breuksterktes. Dat resulteert in de zogenaamde 'gekromde vermoeiingslijn'. De gekromde vermoeiingslijn is typisch een gegeven dat voor een oude bekleding wordt bepaald. Alleen als de materiaalkwaliteit in de loop van vele jaren is teruggelopen, zal de sterkte van het materiaal zodanig zijn teruggelopen dat golfbelastingen mogelijk tot scheuren gaan leiden. Om de gekromde vermoeiingslijn te bepalen, worden uit de bekleding kernen geboord, waaruit per kern twee proefstukken worden gezaagd. Voor het ene proefstuk wordt de breuksterkte bepaald; het andere proefstuk wordt onderworpen aan een vermoeiingsproef. Details van de procedure worden gegeven in [De Looff, 2009].
Met behulp van een lineaire regressie op dubbele log-schaal worden de coëfficiënten α_v en β_v van de volgende vermoeiingsrelatie bepaald:

$$\log(\log(N_v)) = \beta_v + \alpha_v \cdot \log(\log(\sigma_b) - \log(\sigma_0)) \qquad (1)$$

Waarin:

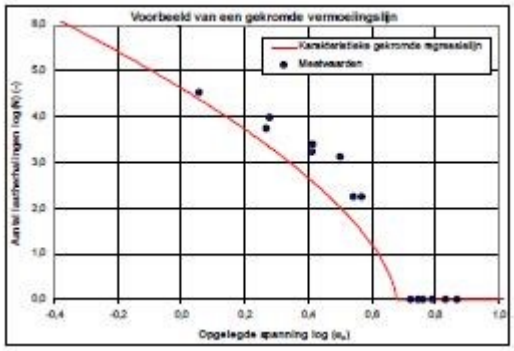
σ_b = breuksterkte [MPa]
σ_0 = in de vermoeiingsproef opgelegde spanning [MPa]
N_v = aantal opgelegde spanningsherhalingen tot breuk [-]

Deze regressie levert een schatting voor de verwachtingswaarde van het vermoeiingsgedrag. Bij een beoordeling van een asfaltbekleding dient echter enige veiligheid te worden ingebouwd. Dit wordt bij dit kromlijnig vermoeiingsmodel gedaan door gebruik te maken van de onzekerheid in de breuksterkte. De bij de beoordeling te hanteren vermoeiingslijn wordt namelijk gegeven door:

$$\log(N_v) = \beta_v \cdot \left(\log(\sigma_{b,5\%}) - \log(\sigma_0)\right)^{\alpha_v} \qquad (2)$$

Waarin:

$\sigma_{b,5\%}$ = de 5%-waarde van de breuksterkte [MPa]



Figuur 1 Bepalen van karakteristieke waarden van de vermoeiingsparameters.

Bij het uitvoeren van de *eenvoudige* en *gedetailleerde* beoordeling en bij de nadere beoordeling van schade zijn kenmerken van de bekleding benodigd, zoals de laagdikte en de asfalteigenschappen. Om statistisch betrouwbare resultaten te verkrijgen, wordt gebruikgemaakt van karakteristieke waarden van de parameters van de steekproef. In deze paragraaf wordt aangegeven hoe de betreffende parameters worden bepaald.

Als algemene formulering voor de karakteristieke waarde van een parameter X met een normale verdeling geldt:

$$X_{kar} = X_{gem} \pm t \cdot s \cdot \sqrt{\frac{1}{n} + 1}$$

Hierin is:

X_{kar} = karakteristieke waarde

X_{gem} = gemiddelde waarde van een steekproef $= \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} X_i$

t = factor voor het in rekening brengen van de onzekerheid als gevolg van een beperkt aantal waarnemingen in een steekproef (Student-t), zie Tabel 6-1

s = standaardafwijking $= \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}\left(X_i - X_{gem}\right)^2}$

n = aantal waarnemingen

Voor de karakteristieke waarden voor de parameters worden altijd veilige waarden gekozen. Een kleinere laagdikte en een hogere elasticiteitsmodulus zijn ongunstig voor de veiligheid van de constructie. Voor de laagdikte wordt dus een karakteristieke ondergrens en voor de elasticiteitsmodulus wordt een karakteristieke bovengrens gebruikt bij de toetsing.

Tabel 1 Factor t, geldig voor zowel een 5%-ondergrens als een 95%-bovengrens, afhankelijk van het aantal waarnemingen n.

1	-	16	1,7531	31	1,6973	46	1,6794
2	6,3138	17	1,7459	32	1,6955	47	1,6787
3	2,9200	18	1,7396	33	1,6939	48	1,6779
4	2,3534	19	1,7341	34	1,6924	49	1,6772
5	2,1318	20	1,7291	35	1,6909	50	1,6766
6	2,0150	21	1,7247	36	1,6896	51	1,6759
7	1,9432	22	1,7207	37	1,6883	52	1,6753
8	1,8946	23	1,7171	38	1,6871	53	1,6747

9	1,8595	24	1,7139	39	1,6860	54	1,6741
10	1,8331	25	1,7109	40	1,6849	55	1,6736
11	1,8125	26	1,7081	41	1,6839	56	1,6730
12	1,7959	27	1,7056	42	1,6829	57	1,6725
13	1,7823	28	1,7033	43	1,6820	58	1,6720
14	1,7709	29	1,7011	44	1,6811	59	1,6716
15	1,7613	30	1,6991	45	1,6802	Xλ	1,64

Voorbeelden

De laagdikte van de bekleding die bij de gedetailleerde beoordelingen wordt gebruikt, is zodanig dat de kans dat een kleinere dikte wordt aangetroffen gelijk is aan 5% (d5%). Als de laagdikte uit een beperkt aantal waarnemingen ter plaatse van geboorde kernen moet worden afgeleid, is de aanpak als volgt:

$$d_{5\%} = d_{gem} - t \cdot s \sqrt{\frac{1}{n} + 1} \qquad (3)$$

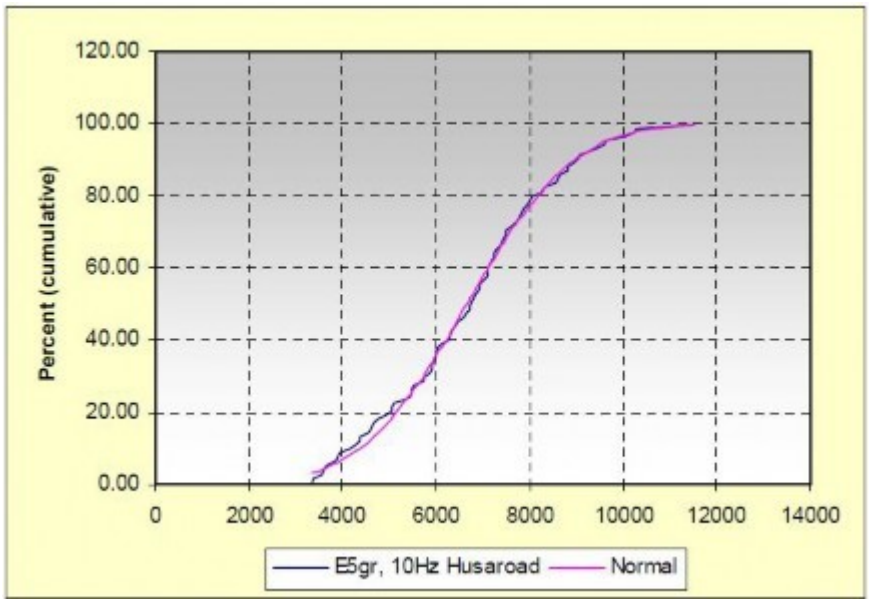
Hierin is:

d_{gem} = gemiddelde laagdikte [m]

Bovenstaande methode mag strikt genomen alleen worden gebruikt als de waarnemingen ‘normaal’ verdeeld zijn. Dit is bij asfalteigenschappen niet zonder meer het geval.

Voor de beoordeling met GOLFKLAP is overigens de 5%-onderschrijdingswaarde van $\log(\sigma_b)$ nodig. Aangezien $\log(\sigma_b)$ normaal is verdeeld zijn de hiervoor gegeven formules ook voor $\log(\sigma_b)$ zonder problemen toepasbaar.

Als er sprake is van veel waarnemingen heeft het gebruikmaken van een cumulatieve frequentieverdeling de voorkeur. De cumulatieve frequentieverdeling wordt bepaald volgens NEN 1047 'Receptbladen voor de statistische verwerking van waarnemingen'. Uit deze verdeling zijn de karakteristieke waarden eenvoudig bij 5% of 95% af te lezen. Figuur 1 geeft een voorbeeld voor de E-modulus van het asfalt.



Figuur 1 Weergave van de gemeten elasticiteitsmoduli (bij 5°C en 10 Hz.) van een vak in een cumulatieve frequentieverdeling. De karakteristieke waarde (E95%) kan in de grafiek worden afgelezen.

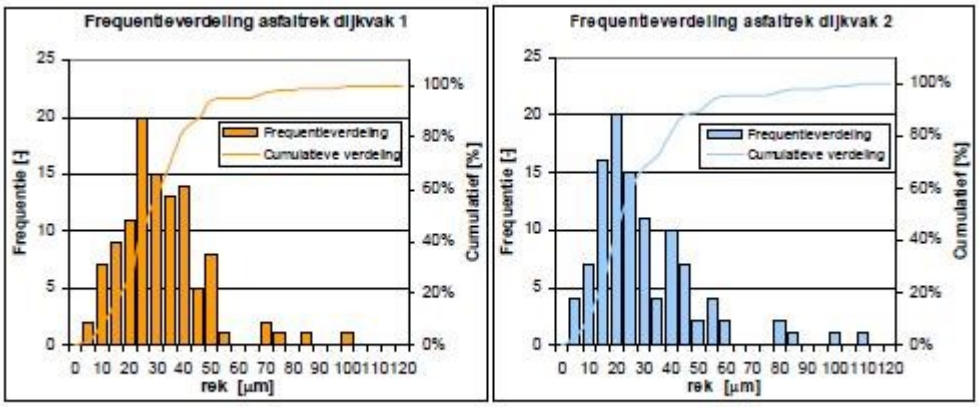
Versie 1.0: 2 juli 2025

Het bepalen van de sterkte van een asfaltbekleding op basis van proefstukken

Een volgende stap in de gedetailleerde toetsing is het bepalen van de sterkte-eigenschappen in het laboratorium. Hiervoor moeten kernen worden geboord uit de bekleding waaruit in het laboratorium proefstukken worden vervaardigd. Per dijkvak worden 12 kernen geboord.

Hiervan wordt op acht kernen proeven uitgevoerd en dienen vier kernen als reserve. De resultaten van de acht kernen moeten een goed beeld geven van de hele bekleding, dus van de goede, gemiddelde en slechte locaties. Om inzicht te krijgen waar zich goede en slechte locaties bevinden, wordt de rek aan de onderzijde van de bekleding berekend uit de valgewicht-deflectiemetingen. De doorbuiging van de bekleding onder het valgewicht veroorzaakt een rek aan de onderzijde van het asfalt. Deze uitrekking wordt berekend voor elke locatie van de valgewichtmeting. Hoe groter de rek is, hoe slechter het asfalt. Om een representatief beeld van de bekleding te krijgen, wordt uit de verdeling van de rekken het rekniveau behorende bij vier percentielpunten (5%, 35%, 65% en 95%) bepaald. Per rekniveau worden drie meetpunten geselecteerd met rekken die daar het dichtst bij lagen. Op de betreffende twaalf meetpunten wordt een extra markering aangebracht zodat voor het boorbedrijf duidelijk is waar geboord moet worden. De kernen worden elk uniek gemarkeerd met een code en afgeleverd in het laboratorium.

Voorbeelden van gemeten rekken zijn gegeven in Figuur 1. Er is een aantal locaties waar hoge rek gemeten wordt.



Figuur 7-11: Frequentieverdelingen van de gemeten rekken

Figuur 1 Frequentieverdelingen van de gemeten rekken.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Niet-destructief onderzoek voor laagdikte asfaltbekledingen en asfaltkwaliteit

Om de laagdikte en de kwaliteit van een asfaltbekleding te onderzoeken wordt meestal een destructief onderzoek uitgevoerd. Er worden kernen uit een bekleding geboord waarvan nauwkeurig de laagdikte, samenstelling, dichtheid en eventueel bitumeneigenschappen worden bepaald. Daarnaast kunnen er proefstukken uit de kern worden gezaagd waarop mechanische proeven worden uitgevoerd om de sterkte en stijfheid van het materiaal te bepalen. Aan deze wijze van onderzoek kleven echter enkele nadelen. Het betreft altijd een meting op één punt en om een goed beeld te krijgen van de laagdikte en de kwaliteit van de bekleding zijn veel meetpunten nodig. Daarnaast wordt de bekleding door het onderzoek beschadigd.

Niet-destructieve onderzoeksmethoden hebben het voordeel dat direct aan de constructie wordt gemeten en de constructie daarbij niet wordt beschadigd. Vaak zijn niet-destructieve onderzoeksmethoden snel uitvoerbaar en daarmee kosteneffectief. Doordat niet-destructieve onderzoeksmethoden steeds op precies dezelfde locaties herhaalbaar zijn, kan het verloop van de kwaliteit in de tijd worden vastgesteld. In vergelijking met destructief onderzoek worden veel meer meetdata verzameld, waardoor een beter beeld wordt verkregen van de variatie in de laagdikte en de kwaliteit van de bekleding.

In de tachtiger jaren is onderzoek uitgevoerd naar meetmethoden voor een diagnosesysteem voor asfaltbekledingen van zeedijken. Daarin is de bruikbaarheid van een aantal niet- destructieve onderzoeksmethoden onderzocht. De beschouwde technieken meten bijvoorbeeld de respons op radargolven, nucleaire bronnen, elektrische velden, seismische golven of een mechanisch valgewicht. Uit de respons kunnen eigenschappen worden afgeleid zoals het vochtgehalte, de dichtheid of de stijfheid van een materiaal. Deze grootheden hebben een relatie met de kwaliteit en duurzaamheid. De technieken kunnen ook inzicht geven in de kwaliteit van de directe ondergrond onder het asfalt. Verder kunnen zwakke plekken zoals niet zichtbare scheuren of andere discontinuïteiten worden gelokaliseerd.

Op dit moment zijn de drie meest relevante niet-destructieve onderzoeksmethoden:

- Met een nucleaire bron de dichtheid van de bekleding bepalen
- Met radargolven de laagdikte van de bekleding bepalen
- Met een valgewicht-deflectiemeter het draagvermogen van de bekleding en de directe ondergrond bepalen.

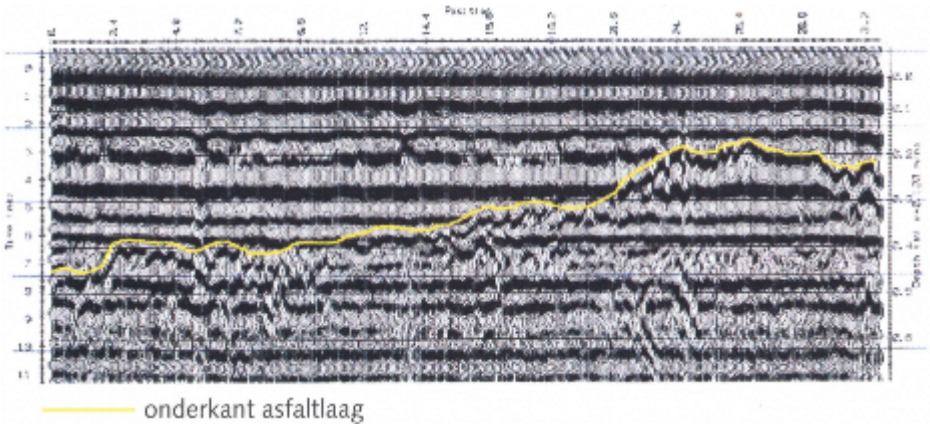


Figuur 1 Nucleaire dichtheidsmeter op een asfaltverharding. (Foto NPC).

Versie 1.0: 2 juli 2025

Bepaling laagdikte asfaltbekledingen uit grondradar

De grondradar wordt over het asfalt bewogen waarbij over een zekere lengte continu wordt gemeten. Met behulp van een referentiedikte als ijkpunt kan uit de metingen de laagdikte van de bekleding in de gemeten raai worden bepaald. De methode is ontwikkeld voor bodemanalyse, maar is in de wegenbouw in opkomst om de laagdikte te meten [Asfalt onderhoudstechnieken, 1997].



Figuur 1 Meting van de laagdikte met behulp van radarmeting.

Het principe van de grondradar is als volgt: door een zendantenne wordt een hoogfrequente radiogolf (900 tot 1500 MHz) vanaf het maaiveld uitgezonden. De golf plant zich voort in de ondergrond en bij een discontinuïteit (bijvoorbeeld het grensvlak tussen bekleding en ondergrond) wordt een deel van het signaal gereflecteerd richting maaiveld. De tijd die verstrijkt tussen het uitzenden en ontvangen van de gereflecteerde radargolf wordt geregistreerd door de ontvangstantenne. Met behulp van referentieboorkernen kan hieruit de laagdikte van de bekleding worden afgeleid. In een onderzoeksproject was de geconstateerde maximale onnauwkeurigheid van de radar 20 mm [Versluis en De Looff, 1999]. Grotere nauwkeurigheden zijn haalbaar. Het streven naar nauwkeurigheden kleiner dan 10 mm wordt niet zinvol geacht. In Figuur 1 is het resultaat van een meting van de laagdikte met behulp van grondradar te zien.

Inzet van grondradar voor het lokaliseren van door vocht aangetast asfalt Aantasting door vocht is een belangrijke bron van schade voor bekledingen van waterbouwasfaltbeton en open steenasfalt.

Indien uit de visuele inspectie van de asfaltdijkbekleding blijkt dat aantasting door vocht een rol speelt, is het raadzaam niet- destructieve meettechnieken in te zetten als aanvulling op de visuele inspectie. Aantasting door vocht is voor waterbouwasfaltbeton te herkennen aan de schadebeelden opbollingen, loslaten van oppervlakbehandeling en diverse type van begroeiing. Niet zichtbare schade onder de oppervlakbehandeling kan met niet-destructieve meettechnieken zichtbaar worden gemaakt. Hieruit kan dan duidelijk worden of de bekleding al dan niet over grote oppervlakken is aangetast.
Uit diverse verkennende studies is gebleken dat grondradar hiervoor in geval van waterbouwasfaltbeton de beste meettechniek is [Slob, 2006], [Gurp, et al., 2008]. Radarwaarnemingen op open steenasfalt waren minder succesvol. Er zijn diverse in grondradar gespecialiseerde bedrijven. Detectie van door vocht aangetast asfalt vereist echter wel specifieke kennis.

Er zijn de laatste jaren diverse meetsessies geweest op een Friese Waddenzeedijk, de Hellegatsdam en de Eemshavendijk. Op deze laatste dijk is een meetvak van 500 meter geanalyseerd, waarbij de wisselende kwaliteit van het asfalt onder de oppervlakbehandeling goed zichtbaar is gemaakt. Met boorkernen is aangetoond dat het inderdaad aangetast asfalt betrof. Dit werd visueel vaak niet herkend.

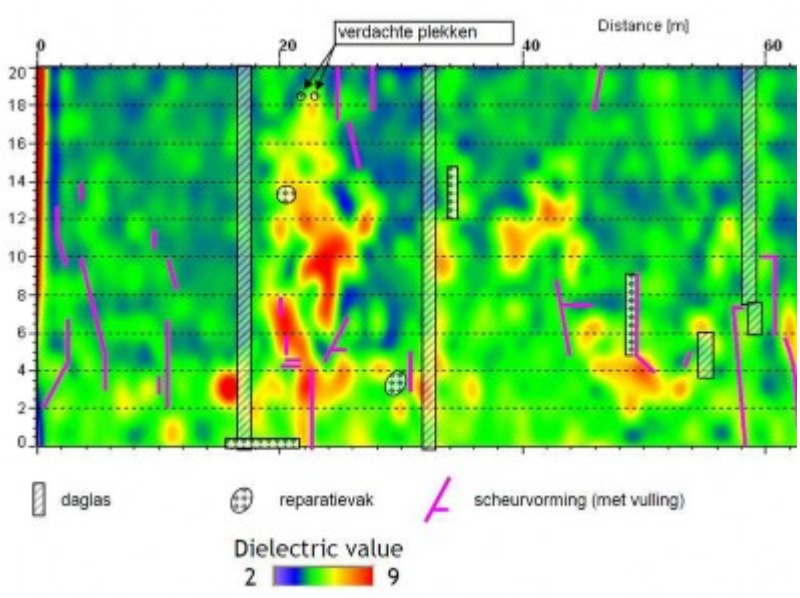
Laagdiktebepalingen worden bij veiligheidsbeoordelingen gedaan aan de hand van metingen met radar. Voor waterbouwasfaltbeton is onderzocht hoe uit radarwaarnemingen meer informatie over de samenstelling en conditie van het materiaal kan worden verkregen.

De voor radar relevante materiaaleigenschappen zijn de diëlektrische constante (permittiviteit) en de elektrische geleidbaarheid. Deze grootheden tonen variaties die veroorzaakt worden door het type aggregaat, het type bitumen, de aanwezigheid van geleidbare mineralen, de aanwezigheid van poriën en scheuren, en ook het effect van (zout) water en de opeenhoping van materialen in de poriën en scheuren.

Verschillende radarsystemen zijn getest, waarvan het systeem met een 1 (GHz) hoorn antenne de best bruikbare is. Deze geeft een optimum ten aanzien van het waarnemen van ondiepe aantasting (bovenste 3 centimeter) en de laagdikte (10 – 30 centimeter). Ook informatie over holle ruimten van enige omvang onder het asfalt is hieruit te verkrijgen (detecteerbaar is een grootte rond de 10-20 centimeter).

Uit metingen uitgevoerd door een gespecialiseerd bedrijf met een 1 GHz hoorn antenne, kon uit de reflecties vanaf het oppervlak van het waterbouwasfaltbeton, de diëlektrische constante wordt bepaald voor de bovenste 3 centimeter, in een raster over het betreffende meetvak. Uit deze grootheid kan worden afgeleid waar het asfalt onder de oppervlakbehandeling is aangetast. Scheuren zijn niet goed zichtbaar te maken met deze antenne.

Het resultaat van een radarmeting op een 60 meter lang deel van de Eemshavendijk is gegeven in Figuur 2.



Figuur 2 De diëlektrische constante van de bovenste 3 centimeter van de bekleding uit radarmetingen op de Eemshavendijk. Hoge waarden duiden op door vocht aangetast asfalt.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Het bepalen van de dichtheid van een asfaltbekleding met de nucleaire dichtheidsmeter

De nucleaire dichtheidsmeter is een handzaam instrument dat op het asfalt wordt gezet of aan een voertuig wordt bevestigd. Met deze snel uitvoerbare puntmeting kan een dichtheid worden bepaald. De dichtheid is een goede maat voor de kwaliteit van een bekleding van asfaltbeton. Een hoge dichtheid duidt op een lage holle ruimte en dus een goede kwaliteit. Daarnaast is de dichtheid van de bekleding een invoerparameter bij de beoordeling op wateroverdrukken.

Een nucleaire dichtheidsmeter bestaat uit drie onderdelen:

- Een stralingsbron
- Een detector die de hoeveelheid straling per tijdseenheid opvangt
- Apparatuur die het opgevangen signaal omzet in de gewenste vorm (dichtheid, vochtgehalte).

De methode wordt in de wegenbouw veelvuldig gebruikt om asfalt, funderingen en ondergrond te beoordelen. In het CROW-rapport [Dichtheid steenfunderingen nucleair meten, 1998] wordt hier uitgebreid op ingegaan. In funderingen en de ondergrond kunnen met een nucleaire dichtheidsmeter ook vochtgehalten worden gemeten. Op de foto in Figuur 1 is een nucleaire dichtheidsmeter op een asfaltverharding te zien.

De nucleaire dichtheidsmeter is ontwikkeld voor de wegenbouw, waar het asfalt in dunne lagen wordt aangelegd. Voor de waterbouw, waar dikke lagen bitumenrijk asfalt vrij gebruikelijk zijn, is de meting minder betrouwbaar, omdat het dieptebereik van de dichtheidsmeter beperkt is.

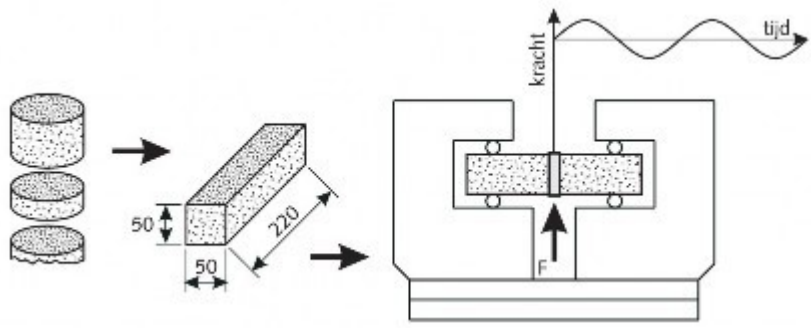


Figuur 1 Nucleaire dichtheidsmeter in bedrijf op een talud met asfaltverharding.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Testen voor mechanische eigenschappen asfalt

Naast de gestandaardiseerde testen voor de kwaliteitscontrole zijn voor enkele mengsels testmethoden ontwikkeld waarmee relevante mechanische eigenschappen kunnen worden bepaald. Dit betreft eigenschappen als stijfheid en vermoeiingsgedrag, die worden bepaald met dynamische proeven. Voor waterbouwasfaltbeton is een driepunts-buigproef ontwikkeld (Figuur 1) en voor open steenasfalt werd een schuifproef ontwikkeld. Deze bleek echter te omslachtig en foutgevoelig. Tegenwoordig wordt voor open steenasfalt de stijfheid bepaald met de indirecte trekproef (ITT) en de buigtreksterkte met de semi-circular bending proef (SCB), zie het artikel Bepalen mechanische eigenschappen asfaltbekledingen uit laboratoriumonderzoek. Voor waterbouwasfaltbeton wordt de driepuntsbuigproef gebruikt voor zowel de breuksterkte als de vermoeiing.



Figuur 1 Dynamische driepunts-buigproef.

De resultaten van deze proeven worden gebruikt bij het toetsen van bekledingen op veiligheid. Met deze dynamische proeven kan inzicht worden verkregen in de eigenschappen die het mechanisch gedrag, de levensduur en de (rest-)levensduur bepalen.

De proeven worden uitgevoerd onder geconditioneerde omstandigheden. In Figuur 2 is de geconditioneerde testbank afgebeeld.



Figuur 2 Testbank met klimaatkast voor het uitvoeren van dynamische proeven. (Foto NPC).

Versie 1.0: 2 juli 2025

Bepalen mechanische eigenschappen asfaltbekledingen uit laboratoriumonderzoek

Bij het bepalen van de mechanische eigenschappen van een asfaltbekleding, bijvoorbeeld voor het toetsen op veiligheid of voor het bepalen van de functionele eigenschappen bij aanleg van de bekleding, zijn in de afgelopen jaren proeven ontwikkeld en gestandaardiseerd. Onder de mechanische eigenschappen van asfalt worden in dit verband de stijfheid of elasticiteitsmodulus, de breuksterkte en de vermoeiingseigenschappen verstaan. In de volgende paragrafen zijn de proeven per asfaltsoort beschreven en toegelicht. In deze paragrafen is vooral een toelichting van de werkwijze gegeven. Een meer gedetailleerde beschrijving van de werkzaamheden is opgenomen in de werkwijzebeschrijving voor waterbouwasfaltbeton [De Looff, 2009]. Daarnaast zijn er proefvoorschriften beschikbaar waarin gedetailleerd is vastgelegd op welke wijze de proeven moeten worden uitgevoerd [Proefvoorschrift, 2010]. Alleen voor de asfaltsoorten waterbouwasfaltbeton en open steenasfalt is het proevenprogramma voor het bepalen van de mechanische eigenschappen uitgewerkt.

Voor ‘vol en zat’ gepenetreerde breuksteen zijn geen gestandaardiseerde proeven beschikbaar. Enerzijds omdat deze bekledingssoort vanwege het viskeuze karakter, de hoge vermoeiingsweerstand en de grote dikte een overmaat aan sterkte in zich heeft. Anderzijds doordat het bepalen van de mechanische eigenschappen op homogene proefstukken uit deze bekledingssoort niet met bekende proefopstellingen mogelijk is vanwege de grote steen die in de bekleding wordt gebruikt en het viskeuze karakter van het gietasfalt.

De mechanische eigenschappen van zandasfalt en grindasfaltbeton kunnen op dezelfde wijze worden bepaald als bij waterbouwasfaltbeton.

Andere dan de hierboven genoemde bekledingssoorten zoals dicht steenasfalt komen slechts sporadisch voor in Nederland. Als het bepalen van de mechanische eigenschappen van dergelijke asfaltsoorten noodzakelijk is, wordt geadviseerd om contact op te nemen met specialisten.

De mechanische eigenschappen van waterbouwasfaltbeton worden bepaald in de driepunts-buigopstelling. De volgende stappen zijn van belang.

1. Verkrijgen proefstukken door middel van kernboring

Om deze eigenschappen van een bestaande bekleding te bepalen, worden kernen met een diameter van ten minste 250 mm uit de bekleding geboord. Per dijkvak worden acht kernen uit de bekleding geboord. De boorlocaties kunnen op twee manieren worden bepaald:

- als er valgewicht-deflectiemetingen (VGD) zijn uitgevoerd worden de kernen geboord op verschillende karakteristieke locaties
- zijn er geen VGD-metingen uitgevoerd, dan worden de boorlocaties representatief en aselect gekozen door het dijkvak eerst in acht gelijke boorvakken te verdelen en vervolgens per boorvak aselect een locatie aan te wijzen.

Na het boren van de kernen wordt per kern een schijf met een dikte van 50 mm uit de onderzijde gezaagd. De schijf moet afkomstig zijn uit de onderzijde van de bekleding omdat bij buiging onder golfbelasting hier de grootste buigtrekspanning optreedt. Uit de schijf worden twee balkvormige proefstukken van 220x50x50 mm gezaagd.

2. Bepaling van de stijfheid

De stijfheid van de bekleding wordt bij voorkeur bepaald op basis van de resultaten van VGD-metingen. Deze hebben de voorkeur boven laboratoriumproeven omdat bij VGD- metingen een groter deel van de constructie wordt belast onder een belasting die meer representatief is voor een golfbelasting. Daarnaast zijn er per dijkvak meer VGD- metingen dan boorkernen waardoor zowel het gemiddelde als de spreiding van de stijfheid beter kan worden geschat op basis van VGD-metingen.

Soms is het uitvoeren van VGD-metingen niet mogelijk, bijvoorbeeld omdat het asfalt niet bereikbaar is voor een meetvoertuig met aanhanger of omdat het talud steiler is dan 1:3, waardoor er geen VGD-metingen op de bekleding kunnen worden uitgevoerd. In deze gevallen kan de elasticiteitsmodulus worden bepaald op proefstukken in het laboratorium. Daarnaast kan het zinvol zijn om de elasticiteitsmodulus in het laboratorium te bepalen ter verificatie van de met het valgewicht bepaalde stijfheden.

Een voorbeeld van de driepunts-buigopstelling, waarin de mechanische eigenschappen van waterbouwasfaltbeton worden bepaald, is gegeven in Figuur 1.

3. Bepaling van de elasticiteitsmodulus

Als de elasticiteitsmodulus van het asfalt moet worden bepaald, wordt dit op één of beide proefstukken gedaan voorafgaand aan de sterkteproeven. De proeven worden uitgevoerd bij standaardtestcondities, te weten een temperatuur van 5°C en een belastingfrequentie van 10 Hz. Deze standaardcondities zijn van groot belang omdat de elasticiteitsmodulus van asfalt afhankelijk is van de temperatuur en de belastingfrequentie. De elasticiteitsmodulus van het proefstuk wordt bepaald bij een laag krachtniveau, zodat er geen schade aan het proefstuk ontstaat die de daaropvolgende sterkteproef negatief beïnvloedt. Omdat de proef bij een laag krachtniveau wordt uitgevoerd, moeten de verplaatsingen van het proefstuk met een nauwkeurige, externe verplaatsingsopnemer worden gemeten.

4. Bepaling van de sterkte

Als de sterkte van de bekleding moet worden bepaald, wordt het eerste proefstuk uit een kern gebruikt voor het bepalen van de breuksterkte. Op het tweede proefstuk wordt een vermoeiingsproef uitgevoerd. Op deze manier zijn er steeds gepaarde resultaten van een breuksterkteproef en een vermoeiingsproef beschikbaar. Ook deze proeven worden uitgevoerd bij een temperatuur van 5°C.

De breuksterkte wordt bepaald door het proefstuk met een constante verplaatsingssnelheid van 0,35 mm/s te belasten totdat deze bezwijkt. Het gemeten krachtniveau bij bezwijken, bepaalt de breuksterkte van het proefstuk.

Een vermoeiingsproef wordt uitgevoerd bij een vooraf gekozen krachtniveau. Dit is een percentage van de kracht bij bezwijken van de breuksterkteproef. Het proefstuk wordt aan een sinusvormige

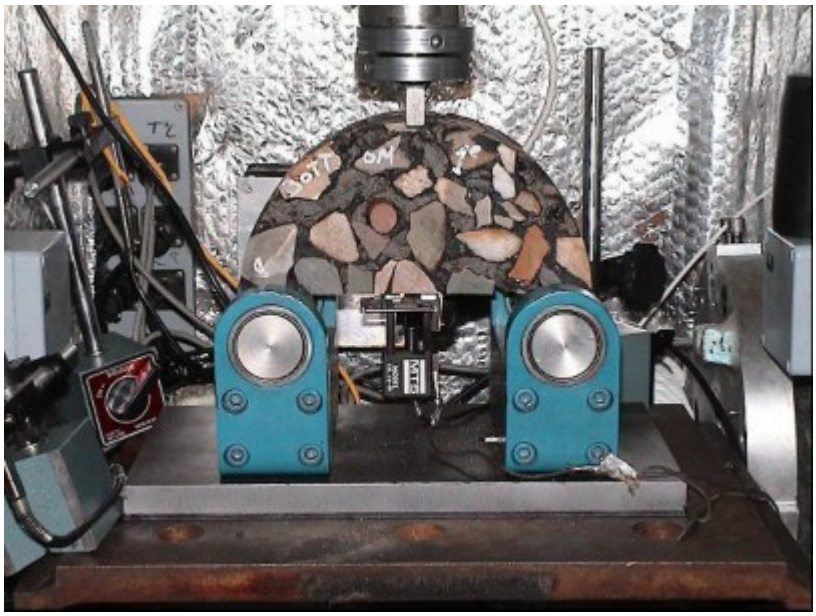
belasting met een frequentie van 1 Hz onderworpen totdat bezwijken optreedt. Door vermoeiingsproeven bij verschillende krachtniveaus uit te voeren, wordt de relatie tussen de opgelegde spanning en het aantal lastherhalingen bij bezwijken bepaald. Dit worden de vermoeiingseigenschappen genoemd.
Ter onderbouwing van de resultaten van de sterkteproeven worden tevens de standaardeigenschappen van elke kern bepaald. Onder de standaardeigenschappen worden de samenstelling, dichtheid en holle ruimte verstaan. De dichtheid en de holle ruimte worden van elk afzonderlijk proefstuk bepaald.

De breuksterkte en de vermoeiingseigenschappen worden bepaald met een semi-circular bending test (SCB). De opstelling voor de SCB-proef is gegeven in Figuur 1.

De breuksterkte en vermoeiingseigenschappen worden bepaald in de SCB-opstelling nadat eerst de elasticiteitsmodulus van de gehele schijf in de ITT-opstelling is bepaald.

Voor het bepalen van de breuksterkte wordt het proefstuk met een constante verplaatsingssnelheid belast totdat het bezwijkt. Net als bij waterbouwasfaltbeton wordt bij een vermoeiingsproef een sinusvormige belasting aan het proefstuk opgelegd en wordt vastgesteld na hoeveel lastherhalingen het proefstuk bezwijkt. Door de proef bij verschillende krachtniveaus uit te voeren, wordt inzicht verkregen in de relatie tussen de opgelegde spanning en het aantal lastherhalingen bij bezwijken.

Van elk proefstuk worden de dichtheid en holle ruimte bepaald, van elke kern wordt de samenstelling bepaald.



Figuur 1 Een proefstuk van open steenasfalt in de SCB-opstelling.

Versie 1.0: 2 juli 2025

4.4 Parameters grasbekleding

Graskwaliteit

De kwaliteit betreft de erosiebestendigheid van de zode onder golfwerking. Het is van belang voor de weerstand tegen golfklappen, golfoploop en golfoverslag. De erosiebestendigheid wordt hoofdzakelijk bepaald door de dichtheid van het wortelnet in de toplaag. Er zijn momenteel drie kwaliteitsklassen waarmee gerekend kan worden voor die sterktes. De kwaliteit van de graszode kan fragmentarisch, open of gesloten graskwaliteit betreffen.

Een gesloten zode is de meest erosiebestendige zode en deze komt op de primaire keringen het meeste voor en ontstaat bij normaal en goed beheer. De open zode is een tussencategorie die grofweg 10 à 20% minder erosiebestendig is dan een gesloten zode. Het ontstaan van een open zode kan een indicatie zijn dat het beheerregime moet worden aangepast.

Bij een fragmentarische zode kan niet worden uitgegaan van een noemenswaardige erosiebestendigheid. Plaatsen waar eigenlijk geen sprake is van een zode, bijvoorbeeld tuinen, parken, struiken of ruigtebegroeiing vallen in de categorie fragmentarische zode.

De kwaliteit van de zode is effectief te beïnvloeden door het (veranderen van het) beheer. Over het beheer van grasbekleding is veel literatuur te vinden, bijvoorbeeld in de 'Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken ten behoeve van het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde' [Van der Meer, et al., 2012]. Gelet op de veiligheid van de kering, zou het beheer moeten worden gericht op het verkrijgen van een dicht wortelnet, ofwel een gesloten zode.

Het is mogelijk dat aan het binnen- en het buitentalud verschillende graskwaliteiten worden toegekend.

Voorbeeld foto's graskwaliteit

Hieronder zijn per type zode een voorbeeldfoto's gepresenteerd. In de voorbeeldfoto's van een open zode is een liniaal van 10 en 20 cm weergegeven. Hiermee wordt een indicatie gegeven van de staat van de grasbekleding.

Gesloten zode



Figuur 1 Grasmat met gesloten zode.



Figuur 2 Grasmat met gesloten zode.

Open zode



Figuur 3 Grasmat met open zode.



Figuur 4 Grasmat met open zode.

Fragmentarische zode



Figuur 5 Grasveld met fragmentarische zode.



Figuur 6 Fragmentarische zode.

Bepaling graskwaliteit

De graskwaliteit kan worden afgeleid door middel van visuele inspecties of het steken van een plag.

Graskwaliteit bepalen door visuele inspectie

De drie categorieën zodekwaliteit kunnen worden herkend met visuele inspectie. De inspectie omvat het schatten van de bedekking van een recentelijk gemaaid talud bij het lopen over de grasbekleding. Regelmatig, vooral als het gras hoger is dan circa 0,1 m, moet in meer detail de dichtheid van de begroeiing aan het grondoppervlak worden nagegaan. De representatieve grootte van open plekken tussen de planten wordt hier als criterium gehanteerd voor de mate van openheid van de begroeiing. De representatieve plantafstand is het visueel globaal geschatte gemiddelde (voor een stuk van zo'n 0,3 x 0,3 m^2) van de afstand tussen planten waar deze uit de grond komen.

De begroeiing die karakteristiek is voor deze drie graszodecategorieën is als volgt beschreven:

- Gesloten zode. Op het oog continue grasmat gedomineerd door grasblad en met, naar globale visuele inspectie, een representatieve grootte van open plekken tussen de planten minder dan ongeveer 0,1 m, welke in niet meer dan 10 % van het oppervlak tot 0,2 m mag bedragen. Er mogen niet meer dan 2 ondiepe (minder dan 0,1 m) beschadigingen per vierkante meter van de grasmat groter dan 0,15 x 0,15 m^2 zijn en gemiddeld over 25 m^2 niet meer dan 5 van zulke beschadigingen.
- Open zode. Op het oog continue grasmat gedomineerd door grasblad en met, naar visuele inspectie, een representatieve grootte van open plekken tussen de planten minder dan ongeveer 0,1 m, welke in niet meer dan 25 % van het oppervlak tot 0,25 m mag bedragen. Er mogen niet meer dan 2 ondiepe (minder dan 0,1 m) beschadigingen per vierkante meter van de grasmat groter dan 0,15 x 0,15 m^2 zijn en gemiddeld over 25 m^2 niet meer dan 5 van zulke gaten.
- Fragmentarische zode. Taludbegroeiing met meer dan 25 % van het oppervlak plantafstanden groter dan 0,25 m. Dit betreft veelal slechts individuele, losstaande planten, of pollen waartussen eventueel bodembedekkende kleinere planten die geen gesloten grasmat vormen.

Het beheer is een dominante factor voor de mate van ruwheid van een dijktalud met grasbekleding. Een gesloten graszode vormt zich niet als de oneffenheid van het talud (binnen 1/10e m^2) meer dan ongeveer 0,1 m is. Een op het oog voldoende glad talud is daarom een voorwaarde voor een gesloten graszode.

Graskwaliteit bepalen door steken van een plag

De kwaliteit van de wortelmat kan bij twijfel gecontroleerd worden door in representatieve strekkingen met dezelfde aanblik een plag van de graszode los te steken. Deze controle kan nodig zijn omdat de bovengrondse plantendelen niet altijd eenduidig de doorworteling representeren. De controle verschaft daarnaast informatie over eventuele afwijkingen in de opbouw van de zode en aard van de grond in de zode die, waar nodig geacht, genoteerd kunnen worden voor gebruik bij beheer. Er wordt met een spade een stuk zode van ongeveer 0,25 x 0,3 m gestoken, die als plag van circa 7 à 10 cm dikte wordt losgemaakt van de ondergrond (door spade onder plag te steken), de kwalificatie van de doorworteling is als volgt:

Dicht wortelnet (gesloten zode). Het vergt enige moeite om een intacte plag (ca. 0,25 x 0,3 m^2) uiteen te trekken. De los gestoken plag van een dichte zode zal grotendeels intact blijven.

Open wortelnet (open zode). Slechts met de nodige voorzichtigheid kan een intacte plag (ca. 0,25 x 0,3 m^2) van de graszode los gestoken worden met een spade (behalve als het vochtige kleiige grond betreft die is verdicht bij betreden of het steken zelf).

Fragmentarisch wortelnet (fragmentarische zode). Het is bijna niet mogelijk een intacte plag (ca. 0,25 x 0,3 m^2) van de graszode los te steken (behalve als het vochtige kleiige grond betreft die is verdicht bij betreden of het steken zelf).

Het spreekt vanzelf dat de zode na beoordeling teruggeplaatst en aangedrukt wordt.

Aandachtspunten

- Voor het steken van een plag is het belangrijk dat de grond vochtig is. Het is uitermate lastig om in een uitgedroogde kleigrond een plag te steken.
- Let op het geluid bij het steken van de plag. Het doorsteken van de wortels geeft een specifiek geluid dat al een indicatie geeft van de dichtheid van het wortelnet.
- Let bij het breken of scheuren van de plag specifiek op de weerstand die het wortelnetwerk biedt. De neiging zal zijn om de plag om te draaien met het gras naar beneden en de grond naar boven, waardoor de plag juist aan de minder doorwortelde onderkant scheurt en breekt. Dit is niet de bedoeling. Het is namelijk juist de bovenkant waar de meeste wortels zitten die belangrijk zijn voor de erosiebestendigheid en waar dus treksterkte aanwezig is.
- Een gestoken plag met een paar penwortelplanten (bijvoorbeeld paardenbloemen) zal gemakkelijk langs de penwortelplanten scheuren. Dit is echter niet representatief voor de kwaliteit van de zode. Uit veel golfoverslagproeven is gebleken dat het her en der voorkomen van paardenbloemen en andere penwortelplanten niet leidt tot een fragmentarische zode. Beoordeel daarom ook het deel van de plag naast de penwortelplanten.
- Het uitvoeren van een visuele inspectie kan het beste gebeuren op een recentelijk gemaaide zode.
- Het is bijna onvermijdelijk dat beschadigingen aan de grasbekleding worden aangetroffen. Dit kunnen bijvoorbeeld rijsporen zijn, schade als gevolg van graafwerk of plukken met brandnetels en of distels (pioniersplanten die als eerste weer groeien op plekken waar de zode beschadigd is). Dit zijn zwakke plekken in de bekleding, waar bij het optreden van extreme condities als eerste schade zal optreden. Deze plekken moeten door middel van een ingreep in het beheer (zorgplicht) worden verholpen en dit is daarom niet direct een reden om de

graszode in een dijkvak in te delen in de categorie ‘fragmentarisch’. Bij de beoordeling wordt vooruit gekeken naar het einde van de beoordelingsperiode. Bij deze vooruitblik vormt een goed beheer en onderhoud, gericht op een gesloten zode, het uitgangspunt. Alleen als de beschadigingen structureel zijn en het er zodanig veel zijn dat het niet beheersbaar is, dan volgt het oordeel fragmentarische zode.

- Door jaarlijks gezamenlijk en ook met collega’s van andere waterschappen een beoordeling uit te voeren wordt de methode consistenter. De kennis over de beoordeling wordt op elkaar geijkt. Oefening baart kunst.
- Veruit de meeste grasbekledingen liggen op een kleilaag, echter er zijn in Nederland ook grasbekledingen op primaire waterkeringen op een zandondergrond. Voor deze grasbekledingen zijn binnen de kansverdelingen beschikbaar in het artikel Gras op zand [nog niet geschreven].

Het steken van een plag is weergegeven in de onderstaande vier afbeeldingen.



Figuur 7 Steken van een plag met een spade.



Figuur 8 Het optillen van een plag.



Figuur 9 Gesloten zode, kracht nodig om de zode te scheuren.



Figuur 10 Plag uit zode met brandnetel, zode valt uit elkaar bij steken en uitnemen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

De sterkteparameters van een grasbekleding op het buitentalud

Erosie van de grasbekleding op het buitentalud treedt op als gevolg van twee belastingtypes: de golfklap- en de golfoploop-belasting, GEBU-golfklap en GEBU-oploop. Voor de analyse van de mechanismen GEBU-golfklap en GEBU-oploop worden verschillende sterkteparameters gebruikt die gerelateerd zijn aan de kwaliteit van de graszode (zie artikel Graskwaliteit). Hieronder wordt ingegaan op deze parameters.

Sterkteparameters grasbekleding

De grasbekleding op een buitentalud kan worden belast door golfoploop en/of golfklap. In Tabel 1 is voor het initiële mechanisme GEBU weergegeven welke parameters van belang zijn voor de generieke beslisregels en de generieke analyse.

Tabel 1 Parameters van de kleilaag benodigd in de generieke beslisregels en analyse dijkerosie.

Parameter	GEBU golfklap	GEBU oploop
Coëfficiënten standtijdlijn	X	
Kritische stroomsnelheid		X

Kritische cumulatieve overbelasting	X
Coëfficiënt voor overgangen en objecten	X

Parameters

Coëfficiënten standtijdlijn

Definitie

De standtijdlijn in het standtijdmodel voor het initieel mechanisme GEBU-golfklap wordt bepaald door de coëfficiënten *a*, *b* en *c*. Coëfficiënten *a* en *c* worden uitgedrukt in meter en coëfficiënt *b* wordt uitgedrukt in uur^{-1}.

Rol

Coëfficiënten *a* en *c* bepalen samen de waarde van de significante golfhoogte waarbij de graszode bezwijkt. Hoe hoger beide waarden, hoe groter de weerstand van de graszode tegen golfklappen.

Coëfficiënt *c* bepaalt de waarde van de significante golfhoogte vanaf bij welke hoogte erosie begint op te treden. Hoe hoger de waarde, hoe groter de weerstand van de graszode tegen golfklappen.

Coëfficiënt *b* bepaalt de kromming van de standtijdlijn. Hoe hoger de waarde, hoe groter de weerstand van de graszode tegen golfklappen.

Wijze van bepaling

De waarden van de coëfficiënten van de standtijdlijn zijn afhankelijk van de kwaliteit van de graszode. Voor het bepalen van de graskwaliteit wordt verwezen naar het artikel Graskwaliteit.

Representatieve waarde

In Tabel 2 zijn representatieve waarden voor de standtijdlijn coëfficiënten weergegeven. Voor zowel gesloten als open zode op een substraat van klei [Klerk, 2016] als gesloten zode op een substraat van zand [Deltares, 2022] zijn waarden afgeleid. Alle waarden zijn gebaseerd op de 5%-onderschrijdingswaarde.

Tabel 2 Coëfficiënten a, b, c voor een gesloten en open graszode op een substraat van klei [Deltares, 2016].

Graskwaliteit	Substraat	Coëfficiënt *a* [m]	Coëfficiënt *b* [1/u]	Coëfficiënt *c* [m]
Gesloten zode	Klei	1,0	-0,035	0,25

Open zode	Klei	0,8	-0,070	0,25
Gesloten zode	Zand	0,54	-0,07	0,25

Zanddijken en zanddijken met een heel dunne kleibekleding, dunner dan 0,4 m, zijn gevoeliger voor erosie dan kleidijken en zanddijken met een dikkere kleibekleding, ondanks de aanwezigheid van een graszode. Het onderscheid tussen een substraat van zand en een substraat van klei kan worden bepaald op basis van de NEN-EN-ISO 14688.

Het is ook mogelijk om bij de aanwezigheid van een afdeklaag van klei de standtijd van de kleilaag onder het gras mee te nemen. Tot een diepte van 0,5 m wordt dit gefaciliteerd door de BM-Gras erosie buitentalud - golfklap. De weerstand tegen erosie is een functie van het zandgehalte F_{zand} van de klei welke bepaald dient te worden. Voor het in rekening brengen van dikkere kleilagen gelden andere rekenregels en andere parameters.

Kritieke snelheid

Definitie

De sterkte van de graszode wordt in het model voor het initieel mechanisme GEBU-golfoploop, de cumulatieve overbelastingmethode, gekarakteriseerd door de kritische stroomsnelheid, aangeduid met U_c en uitgedrukt in meters per seconde.

Rol

Wanneer de frontsnelheid van de oplopende golf groter is dan de kritische snelheid, dan voegt deze toe aan de cumulatieve belasting en kan op den duur schade aan de grasbekleding ontstaan en kan deze falen. Hoe groter de kritische snelheid, hoe groter de weerstand van de graszode tegen golfoploop..

Wijze van bepaling

De waarde van de kritieke snelheid is afhankelijk van de kwaliteit van de graszode. Voor het bepalen van de graskwaliteit wordt verwezen naar het artikel Graskwaliteit.

Representatieve waarde

In Tabel 3 zijn karakteristieke waarden voor de kritieke snelheid weergegeven. Voor zowel gesloten als open zode op een substraat van klei [Van Gent, 2020] als gesloten zode op een substraat van zand [Deltares, 2022] zijn waarden afgeleid. Alle waarden zijn gebaseerd op de 5%-onderschrijdingswaarde.

Voor een open zode op een substraat van zand of een fragmentarische zode op een substraat van zand of klei zijn geen rekenwaarden beschikbaar.

Tabel 3 Rekenwaarden kritieke snelheid, zijnde de 5%-onderschrijdingswaarden, voor gesloten en open graszode op een substraat van klei [Deltares, 2020].

Graskwaliteit	Substraat	Kritieke snelheid U_c [m/s]
Gesloten zode	Klei	6,6
Open zode	Klei	4,3

Kritieke cumulatieve overbelasting

Definitie

Het punt waarop falen van de grasbekleding optreedt in het model voor het initieel mechanisme GEBU-golfoploop wordt gekarakteriseerd door de kritische cumulatieve overbelasting, aangeduid met D_{crit} [m²/s²]. Deze waarde is gekalibreerd op basis van veldproeven en is onafhankelijk van de graskwaliteit.

Rol

De grasbekleding bezwijkt door erosie (in het model) als de kritieke waarde van de cumulatieve overbelasting D_{crit} gedurende een storm wordt overschreden.

Wijze van bepaling

D_{crit} is per definitie 7000 m²/s² of is 'Niet van toepassing'.

Rekenwaarde

De kritische cumulatieve overbelasting heeft een standaardwaarde van 7.000 m²/s² voor het falen van de grasbekleding. Daarnaast zijn voor andere schadebeelden ook waarden afgeleid, zie Tabel 4 [Van Gent, 2020]. De waarden voor de kritische cumulatieve overbelasting die horen bij andere schadebeelden zoals start schade en meerdere open plekken, zijn onzekerder dan die voor falen van de grasbekleding.

Tabel 4 Kritische cumulatieve overbelasting voor verschillende schadebeelden

Schadebeeld	Kritische cumulatieve overbelasting D_{crit} [m²/s²]
Start schade	1.000
Verschillende open plekken	4.000
Falen van de bekleding*	7.000

Coëfficiënt voor overgangen en objecten

Definitie
Overgangen en objecten kunnen de erosieve belasting van de oplopende golven verhogen. Daarnaast kunnen overgangen en objecten de sterkte reduceren. Om het effect van overgangen en objecten mee te nemen binnen de generieke analyse van GEBU-oploop, zijn de factoren α_M en α_s [-] beschikbaar.

Rol

De parameter α_M wordt gebruikt om de belastingverhoging als gevolg van de overgang te beschrijven. De parameter α_S wordt gebruikt om het (negatieve) effect in de sterkte te verdisconteren.

Wijze van bepaling

Voor de generieke analyse is op dit moment geen mogelijkheid om het effect van overgangen op het buitentalud in rekening te brengen. Vooralsnog wordt bij de generieke analyse voor beide parameters een standaardwaarde gebruikt.

Representatieve waarde

De standaardwaarde van de coëfficiënten α_M en α_S voor GEBU-golfoploop is 1,0.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Parameters voor het mechanisme erosie van de grasbekleding op de kruin en het binnentalud

Voor de analyse van het initiële mechanisme erosie van de grasbekleding op de kruin en het binnentalud (GEKB) met Riskeer wordt de sterkte van de grasbekleding gekarakteriseerd door de kansverdeling van het kritieke overslagdebiet. Deze kansverdelingen zijn gebaseerd op berekeningen met de cumulatieve overbelastingsmethode met verschillende golfhoogtes en verschillende graskwaliteiten.

Hieronder wordt eerst ingegaan op de parameters welke toe te passen zijn in de cumulatieve overbelastingsmethode en daarna wordt ingegaan op het kritieke overslagdebiet, de beschikbare kansverdelingen en het toepassingsbereik van deze verdelingen.

Input parameters cumulatieve overbelastingsmethode

De cumulatieve overbelastingsmethode kan gebruikt worden om het moment van bezwijken van de grasmat op het binnentalud in te schatten als een functie van de volgende parameters:

- Frontsnelheid van de golven. Op basis van proeven met de golfoverslagsimulator is de ontwikkelde schade gerelateerd aan de lokaal optredende frontsnelheid van de overslaande golven. De snelheid op de kruin kan worden bepaald op basis van [Van der Meer, et al., 2014].
- Versnellingsfactor α_a. Door middel van een versnellingsfactor van 1,4 kan de frontsnelheid van de i_{de} overslaande golf op de kruin omgezet worden in een frontsnelheid van de i_{de} overslaande golf op het binnentalud. De versnellingsfactor zal in werkelijkheid variëren waarbij kleinere golven minder versnellen dan grote golven. Verwacht wordt dat de fout door deze vereenvoudiging beperkt is.
- Factor voor het verdisconteren van de belastingverhoging als gevolg van overgangen en objecten α_M en factor voor het verdisconteren van de sterkteverlaging als gevolg van overgangen en objecten α_S. Dit is verder beschreven in het artikel Overgangen en objecten op de kruin en het binnentalud.
- Kritieke snelheid U_c.In de cumulatieve overbelastingsmethode draagt elke golf met een lokale frontsnelheid in het kwadraat keer α_M, groter dan de kritieke snelheid in het kwadraat keer α_S,

bij aan het schadegetal. Hoe groter het verschil tussen de kritieke snelheid en de frontsnelheid, des te groter de bijdrage aan het schadegetal. De kritieke snelheid U_c is afhankelijk van de graskwaliteit en het substraat.

- Cumulatieve overbelasting D. Het punt waarop schade of falen optreedt volgens de cumulatieve overbelastingsmethode wordt gekarakteriseerd door de kritieke cumulatieve overbelasting aangeduid met D_{crit} [m^2/s^2]. De kritieke cumulatieve overbelasting bij falen van de grasbekleding is 7.000 m^2/s^2.

Faaldefinitie grasbekleding D_{crit}

Falen van de grasbekleding, bij het bereiken van de kritieke cumulatieve overbelasting D_{crit}, betekent een doorbraak van de wortelzone. In deze zone is de aanwezigheid van wortels dominant voor de erosiebestendigheid. Onder deze laag zijn de eigenschappen van de grond, zonder de wortels, dominant voor het erosiegedrag.

Bij golfoverslagproeven is gezien dat erosie onder de doorwortelde laag ineens veel sneller ging. Dat moment is gebruikt als faaldefinitie bij de kalibratie van D_{crit}. De doorwortelde laag heeft een dikte die afhankelijk is van locatiespecifieke eigenschappen, met name van de bodemeigenschappen, maar ook van de vegetatie en het beheer.

De dikte van de wortelzone is in de orde van 0,2 m tot 0,4 m.

Naast D_{crit} voor falen, zijn voor andere schadebeelden ook waarden afgeleid, zie Tabel 1 [Van Gent, 2020]. De waarden voor de kritieke cumulatieve overbelastding die horen bij andere schadebeelden zoals start schade en meerdere open plekken, zijn onzekerder dan die voor falen van de grasbekleding.

Tabel 1: Kritische cumulatieve overbelasting voor verschillende schadebeelden

Schadebeeld	**Kritische cumulatieve overbelasting D_{crit} [m^2/s^2]**
Eerste schade	1000
Meerdere open plekken	4000
Falen van de grasbekleding	7000

Tabel 2 bevat voor diverse grasbekledingen en substraten de verwachtingswaarde en standaardafwijking van U_c . Hierbij wordt uitgegaan van een normale verdeling.

Tabel 2 De verwachtingswaarde en standaardafwijking van U_c.

Soort bekleding	Verwachtingswaarde U_c [m/s]	Standaardafwijking U_c [m/s]
Gesloten zode op zand	5,5	1
Open zode op klei	6	0,75
Gesloten zode op klei	8	1
Soortenrijke gesloten zode op zavel	7	1

Input parameters kansverdeling kritiek overslagdebiet

Voor een open zode op klei en een gesloten zode op zand of op klei zijn kansverdelingen voor het kritieke overslagdebiet afgeleid op basis van de cumulatieve overbelastingsmethode. Hieronder worden deze kansverdelingen, benodigde inputparameters en het toepassingsbereik beschreven.

Golfhoogteklassen

Bij golfoverslag geven hogere golven een andere belasting op het binnentalud in vergelijking een groter aantal kleinere golven. Om deze reden wordt gerekend met verschillende golfklassen. De verwachte golfhoogtes onder maatgevende omstandigheden worden gebruikt bij het vaststellen van de te gebruiken kansverdeling van het kritieke overslagdebiet.
Aangezien bij een probabilistische berekening een zeer groot aantal combinaties van belastingen wordt doorgerekend, worden doorgaans belastingen met hoge en lage golven doorgerekend. Om te komen tot een passende kansverdeling en invoerparameters, wordt deze invoer gekoppeld aan de verwachte golfklassen. Een gangbare maat voor de verwachte golfklasse, is de waarde die na het uitvoeren van een probabilistische overslagberekening in het ontwerppunt berekend wordt. Merk op dat deze waarde eigenlijk pas kan worden berekend na een keuze van de golfklasse voorafgaand aan de berekening.

Er worden drie golfklassen gehanteerd.

- 1 m: de significante golfhoogte in het ontwerppunt is kleiner dan 1,0 m.
- 2 m: de significante golfhoogte in het ontwerppunt is groter dan of gelijk aan 1,0 m en kleiner dan 2,0 m.
- 3 m: de significante golfhoogte in het ontwerppunt is groter dan of gelijk aan 2,0 m en kleiner dan 3,0 m.

Bepalen golfhoogteklasse

Een praktische aanpak voor het bepalen van de golfhoogteklasse is:

- Inschatten significante golfhoogte in het ontwerppunt op basis van resultaten van eerdere uitgevoerde analyses, gebiedskenmerken en/of ervaring van de beheerder.

- Bepaal de bij de significante golfhoogte behorende golfhoogteklasse.

- Voer met de bij deze golfhoogteklasse (en graskwaliteit) behorende waarden van de kansverdeling (verwachtingswaarde en standaardafwijking) van het kritieke overslagdebiet een sterkteberekening uit.
- Controleer of de met de sterkteberekening verkregen indicatieve golfhoogte valt in de vooraf geschatte golfhoogteklasse. Als dit het geval is mag worden gesteld dat met gebruikte verdeling van het kritische overslagdebiet een goede schatting van de doorsnedefaalkans wordt verkregen. Wanneer dit niet het geval is kan een nieuwe sterkteberekening worden uitgevoerd, waarbij de verdeling van het kritisch overslagdebiet behorende bij de golfhoogteklasse van de indicatieve golfhoogte wordt gebruikt. Hierbij wordt opgemerkt dat als met een 'te hoge' golfklasse is gerekend, de faalkans conservatief zal zijn. Binnen een aanpak van grof naar fijn kan dit gegeven worden gebruikt.
- Als de nieuwe sterkte berekening ertoe leidt dat de golfhoogteklasse weer wijzigt, wordt geadviseerd om de conservatieve (hoogste) golfhoogteklasse te hanteren.

Wanneer de significante golfhoogte in het ontwerppunt groter dan of gelijk aan 3,0 m, zijn de kansverdelingen van het kritiek overslagdebiet niet toepasbaar.

Kritieke overslagdebiet

Het kritieke overslagdebiet is het golfoverslagdebiet waarbij de grasbekleding op de kruin en binnentalud faalt. Dit overslagdebiet is afhankelijk van de kwaliteit van de graszode. Zo zal een gesloten zode meer weerstand tegen overslaande golven kunnen bieden dan een open zode.

Het maakt voor de belasting op de grasbekleding een verschil of het golfoverslagdebiet een gevolg is van een hoge waterstand in combinatie met kleine golven of een lage waterstand in combinatie met grote golven. In het eerste geval zullen relatief veel golven over de dijk slaan, maar gaat het veelal om kleine volumes met een lage stroomsnelheid. In het tweede geval gaat het om relatief weinig overslaande golven, maar zijn de volumes groter en de stroomsnelheden hoger. Het tweede geval resulteert in een (veel) grotere belasting op de grasbekleding.

Ook de piekduur heeft invloed op de mate van erosie.

Daarnaast speelt ook de locatie van de grasbekleding in het dwarsprofiel een belangrijke rol. Op de kruin zal de stroomsnelheid van de overslaande golven kleiner zijn dan op het binnentalud, waar de stroomsnelheid afhankelijk van de helling zal versnellen.

Verder kan de sterkte van een grasbekleding ter plaatse van een of meerdere objecten en/of overgangen (aanzienlijk) lager zijn. Daarnaast kan het object of de overgang voor een verhoging van de belasting van de overslaande golf zorgen. De karakterisering van overgangen wordt behandeld in het artikel Overgangen en objecten op de kruin en het binnentalud.

Toepassingsbereik

Voor verschillende scenario's zijn kansverdelingen van het kritiek overslagdebiet afgeleid. Deze verdelingen zijn afgeleid voor grasbekledingen met een gesloten/open zode op een substraat van klei. Voor soortenrijke bekledingen op een substraat van zavel, grasbekledingen met een fragmentarische zode of grasbekledingen op een substraat van zand zijn geen kansverdelingen beschikbaar (zie ook Overgangen en Objecten op de kruin en het binnentalud). Bij het afleiden van de verschillende verdelingen:

- Is gebruik gemaakt van het erosiemodel voor grasbekledingen op de kruin en het binnentalud, de cumulatieve overbelastingmethode (artikel Fenomenologische beschrijving grasbekleding kruin en binnentalud).

- Zijn de waterstanden en golfcondities stationair beschouwd voor een piekduur van 2, 5 en 12 uur.
- Zijn de verdelingen van golfoploophoogtes gebaseerd op [Van der Meer, 2002].
- Is bij het berekenen van de verwachtingswaarde van de 2% golfoploophoogte uitgegaan van een glad buitentalud met een helling 1:3.
- Is uitgegaan van een golfsteilheid van 4% met een golflengte op diep water bij de piekperiode.
- Is voor de berekening van de stroomsnelheid van de overslaande golven $U_i=c_{u2\%}(g(R_{ui}--h_k))^{0,5}$ gehanteerd. Hierbij is de coëfficiënt $c_{u2\%}$ = 1,45 conform [Van Hoven, 2017].
- Zijn voor de kruin of het binnentalud zonder de aanwezigheid van (een) objecten en/of overgangen de volgende deterministische waarden voor de factoren voor het verdisconteren van een belastingverhoging α_M (-) en sterkteverlaging α_S (-) gebruikt:

Talud: α_M = 1,1 α_S = 1,0

Kruin: α_M = 1,0 α_S = 1,0

- Zijn voor een of meer objecten en/of overgangen op de kruin of het binnentalud de volgende deterministische waarden voor de factoren voor het verdisconteren van een belastingverhoging α_M (-) en sterkteverlaging α_S (-) gebruikt:

Talud en kruin: α_M = 1,8 α_S = 0,9

- Is voor de stroomsnelheid op het talud een waarde 1,4 voor de versnellingsfactor α_a (-) gebruikt. Deze waarde van 1,4 is afgeleid voor taludhellingen tussen de 1:4,5 en 1:2,3. Voor de kruin is α_a gelijk aan 1,0.
- Is voor de kritische stroomsnelheid U_c (m/s) van een gesloten zode een normale verdeling met μ = 8 m/s en σ = 1,0 m/s gebruikt. Voor een open zode is de verdeling met μ = 6 m/s en σ = 0,75 m/s gebruikt.

- Is voor de kritische cumulatieve overbelasting een normale verdeling met μ = 7.000 m²/s² en σ = 700 m²/s² gebruikt.

Kansverdelingen

Voor grasbekledingen op een substraat van klei zijn voor verschillende scenario's (lognormale) kansverdelingen voor het kritiek overslagdebiet afgeleid. Voor deze scenario's wordt voor grasbekledingen op de kruin en het binnentalud, beiden zonder en met objecten en/of overgangen onderscheid gemaakt in de golfhoogteklasse, de piekduur en de graskwaliteit.
Tabel 3 en 4 geven voor grasbekledingen op respectievelijk het binnentalud en de kruin de (lognormale) kansverdelingen voor situaties zonder objecten en/of overgangen. De kansverdelingen voor situaties met objecten en/of overgangen voor grasbekledingen op het binnentalud en de kruin zijn weergegeven in respectievelijk Tabel 5 en 6.

Tabel 3 Verdelingen van het kritiek overslagdebiet [l/s/m] voor grasbekledingen op het binnentalud zonder objecten en/of overgangen per golfhoogteklasse (H_{m0}), piekduur en graskwaliteit (open (O) en gesloten graszode (G)).

Piekduur	H_{m0} = 0-1 m	H_{mo} = 1-2 m	H_{mo} = 2-3 m
2 uur	G: μ=205, σ=165	G: μ=59, σ=28	G: μ=29, σ=7,4
	O: μ=30, σ=14	O: μ=18, σ=4,6	O: μ=19, σ=4,1
5 uur	G: μ=119, σ=129	G: μ=19, σ=8,7	G: μ=14, σ=4,3
	O: μ=11, σ=4,3	O: μ=6,8, σ=1,7	O: μ=7,4, σ=1,7
12 uur	G: μ=31, σ=26	G: μ=14, σ=4,3	
	O: μ=6,1, σ=3,4	O: μ=3,5, σ=1	

Tabel 4 Verdelingen van het kritiek overslagdebiet [l/s/m] voor grasbekledingen op de kruin zonder object(en) en/of overgangen per golfhoogteklasse (H_{m0}), piekduur en graskwaliteit (open (O) en gesloten graszode (G)).

Piekduur	H_{mo} = 0-1 m	H_{mo} = 1-2 m	H_{mo} = 2-3 m
2 uur	G: μ=28480, σ=54614	G: μ=1315, σ=1191	G: μ=461, σ=286
	O: μ=537, σ=416	O: μ=121, σ=49	O: μ=86, σ=26
5 uur	G: μ=10820, σ=21594	G: μ=439, σ=382	G: μ=150, σ=85
	O: μ=271, σ=262	O: μ=33, σ=12	O: μ=24, σ=6,4
12 uur	G: μ=7952, σ=19685	G: μ=224, σ=223	
	O: μ=167, σ=212	O: μ=20, σ=11	

Tabel 5 Verdelingen van het kritiek overslagdebiet [l/s/m] voor grasbekledingen op het binnentalud met objecten en/of overgangen per golfhoogteklasse (H_{m0}), piekduur en graskwaliteit (open (O) en gesloten graszode (G)).

Piekduur	H_{mo} = 0-1 m	H_{mo} = 1-2 m	H_{mo} = 2-3 m

2 uur	G: μ=23, σ=14 O: μ=7,2, σ=2,8	G: μ=11, σ=3,2 O: μ=6,7, σ=1,4	G: μ=11, σ=2,2 O: μ=7,7, σ=1,2
5 uur	G: μ=7,6, σ=3,7 O: μ=2,9, σ=1	G: μ=4,6, σ=1,2 O: μ=2,8, σ=0,6	G: μ=4,5, σ=0,9 O: μ=3, σ=0,5
12 uur	G: μ=3,9, σ=2,5 O: μ=1,2, σ=0,5	G: μ=4,5, σ=0,9 O: μ=1,1, σ=0,2	

Tabel 6 Verdelingen van het kritiek overslagdebiet [l/s/m] voor grasbekledingen op de kruin met object(en) en/of overgangen per golfhoogteklasse (H_{m0}), piekduur en graskwaliteit (open (O) en gesloten graszode (G)).

Piekduur	H_s = 0-1 m	H_s = 1-2 m	H_s = 2-3 m
2 uur	G: μ=412, σ=391 O: μ=60, σ=33	G: μ=79, σ=38 O: μ=23, σ=5,9	G: μ=53, σ=18 O: μ=27, σ=6,5
5 uur	G: μ=189, σ=210 O: μ=21, σ=13	G: μ=24, σ=11 O: μ=10, σ=3,3	G: μ=17, σ=5,2 O: μ=9,4, σ=2,2
12 uur	G: μ=43, σ=35 O: μ=8,2, σ=4,6	G: μ=13, σ=7,9 O: μ=4,3, σ=1,2	

Merk op dat alle situaties met objecten(en) en/of overgangen betrekking hebben op een nette overgang, zie het artikel Overgangen en objecten op de kruin en het binnentalud.

Versie 1.1: 19 maart 2026

Parameters van de kleilaag

Het kernmateriaal van een dijk kan tegen erosie worden beschermd door het aanbrengen van een dijkbekleding. Binnen de generieke beslisregels en analyse van steenzettingen, asfaltbekledingen en/of grasbekleding zijn, indien een deklaag van klei aanwezig is, parameters voor de kleilaag benodigd. Hieronder worden de relevante parameters geïntroduceerd en zijn handvatten gegeven hoe de waardes voor deze parameters kunnen worden bepaald.

Parameters kleilaag in initiële mechanismen

Bij de rekenmodellen van de verschillende initiële mechanismen zijn soms verschillen in de wijze waarop de sterkte gemodelleerd wordt. De invoerparameters kunnen daarmee ook verschillen.

In Tabel 1 is per initieel mechanisme weergegeven welke eigenschappen van belang zijn voor de generieke beslisregels en de generieke analyse.

Tabel 1 Parameters van de kleilaag benodigd in de generieke beslisregels en analyse dijkerosie.
* = Alleen als ZEO (erosie onderlagen) ook wordt beschouwd.

Parameter	ZST*	AWO	GEBU-golfklap	GABU	GEKB
Kleilaagdikte	X	X	X	X	X
Soortelijke massa		X		X	
Zandgehalte			X		
Erosieklasse	X				

Sterkteparameters

Kleilaagdikte

Definitie

De kleilaagdikte is de dikte van de kleilaag gemeten loodrecht op het binnen- en/of buitentalud, wordt aangeduid met d en uitgedrukt in meter [m].

Merk op dat in sommige modellen, zoals in GEBU-golfklap en GABU, een laagdikte van de grasbekleding is vereist. Dit betreft de dikte van zowel de top- als onderlaag.

Rol

De kleilaagdikte is een belangrijke sterkteparameter. Voor initiële mechanismen gerelateerd tot erosie bepaalt de kleilaagdikte de erosieresistentie van de bekleding. Voor initiële mechanismen gerelateerd tot stabiliteit (GABU) bepaalt de kleilaagdikte samen met het soortelijk gewicht de resistentie tegen opdrukken.

Wijze van bepaling

De kleilaagdikte kan volgen uit as-built (revisie) tekeningen. Als de kleilaagdikte niet bekend is, zal geotechnisch onderzoek (bijvoorbeeld (hand)boringen) moeten worden uitgevoerd. Als vertrekpunt kan er een representatieve dikte worden vastgesteld door op minimaal 8 punten de laagdikte vast te stellen. Het gaat om de laagdikte, dus gemeten loodrecht op het taludoppervlak. Voor de rekenwaarde voor de kleilaagdikte kan de gemiddelde waarde van de gemeten dikten gebruikt

worden.

Representatieve waarden

Het is gebruikelijk om de laagste gemeten kleilaagdikte binnen een dijkvak als rekenwaarde te hanteren.

Soortelijk massa

Definitie

De soortelijke massa of dichtheid van een materiaal is de grootheid die uitdrukt hoeveel massa van het materiaal aanwezig is in een bepaald volume. De soortelijke massa van (doorgaans) verzadigde klei wordt aangeduid met ρ_g en uitgedrukt in kilogram per kubieke meter [kg/m^3].

Rol

Een hogere soortelijke massa van de klei vergroot het gewicht van de kleilaag en biedt dus een grotere weerstand tegen opdrukken en/of afschuiven van een deklaag van klei.

Wijze van bepaling

De soortelijke massa van (doorgaans) verzadigde klei kan worden bepaald aan de hand van geotechnisch onderzoek.

Representatieve waarden

Het is gebruikelijk om de laagst gemeten soortelijke massa binnen een dijkvak als rekenwaarde te hanteren.

Zandgehalte

Definitie

Het zandgehalte is het massapercentage van korrels groter dan 63 µm en kleiner dan 2 mm, ten opzichte van de totale massa korrels. Het zandgehalte wordt aangeduid met F_{zand} en is dimensieloos [-].

Rol

Het zandgehalte wordt gebruikt om grond te duiden als klei en de kleikwaliteit vast te stellen. Daarnaast geeft het met name aan hoe erosiebestendig klei is. De parameter wordt gebruikt in de analyse van het initiële mechanisme GEBU-golfklap.

Wijze van bepaling

Het zandgehalte wordt in het laboratorium bepaald met een zeefproef. Hierbij wordt de korrelverdeling van een geroerd monster uit de kleilaag bepaald. De fractie groter dan 63 µm wordt aangemerkt als zand en bepaalt het zandgehalte.

Representatieve waarden

Het is gebruikelijk om het hoogst gemeten zandgehalte binnen een dijkvak als rekenwaarde te hanteren.

Erosieklasse

Definitie
De erosieklasse van klei geeft aan hoe erosiebestendig klei is onder golfaanval. Hierbij worden drie categorieën onderscheiden:

- Goed erosiebestendig
- Matig erosiebestendig
- Weinig erosiebestendig

Rol

In Steentoets, zie Model ZST, kan de erosiebestendigheid van de onderlaag (van klei) worden meegenomen in het mechanisme 'erosie van de onderlagen' (ZEO). Als invoer is hiervoor onder andere de erosieklasse vereist. Indien de klei de erosieklasse 'weinig erosiebestendig' heeft, zal er geen rekenkundige reststerkte worden toegerekend aan de kleilaag.

Wijze van bepaling

Indien beschikbare gegevens, bijvoorbeeld uit eerdere dijkversterkingen, onvoldoende zekerheid bieden over de erosiebestendigheid van de klei dan dient deze nader onderzocht te worden. Voor het beoordelen van de erosiebestendigheid van de klei moeten boringen uitgevoerd worden op een aantal locaties op het buitentalud van de dijk. Experts kunnen vervolgens visueel de kleikwaliteit bepalen.

Als er twijfel is over de kwaliteit van de klei, bijvoorbeeld omdat de klei in vochtige toestand weinig samenhang vertoont, moet een uitgebreide analyse in het laboratorium uitgevoerd worden. De erosiebestendigheid is voldoende (goed of matig) als aan de volgende eisen wordt voldaan:

- Zandgehalte is lager dan 40%
- Humusgehalte is lager dan 5%
- Vloeigrens: Wl > 40%

Representatieve waarden

Indien de erosieklasse onbekend is, kan worden gekeken of de steenzetting zonder beschouwing van ZEO voldoet. Indien dit niet het geval is kan overwogen worden om geotechnisch onderzoek te doen om de erosieklasse te bepalen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Overgangen en objecten op de kruin en het binnentalud

In dit artikel wordt ingegaan op twee scenario's van objecten en overgangen op de kruin en/of het binnentalud:

1. Er is sprake van enkel een geometrische overgang.
2. Er is apart van de geometrische overgang sprake van een of meer willekeurige objecten en/of overgangen.

Voor scenario's waarbij sprake is van een overgang tussen een grasbekleding en een ander type object (bijvoorbeeld een paal of woning) wordt in dit artikel toegelicht wanneer de kansverdelingen van het kritiek overslagdebiet kunnen worden toegepast.

Geometrische overgang

De geometrische overgang is altijd aanwezig in de vorm van een overgang van talud naar berm of achterland. Omdat het wortelnet van de grasbekleding niet wordt onderbroken is bij een geometrische overgang geen sprake van sterkteverlaging (α_s = 1,0, zie het artikel Grasparameters binnentalud). Doordat de stroming van richting verandert, komt er een extra hoge druk op de knik in de geometrie. Hoe meer afgerond deze is, hoe lager de extra belasting in theorie is. Voor gangbare overgangen tussen talud en berm of achterland is echter de variatie en daarmee de belastingverhoging beperkt (α_M = 1,1; idem).

Willekeurige objecten en/of overgangen

Situaties waarbij kan worden uitgegaan van een object en/of overgang op de kruin of het talud hebben betrekking op nette overgangen waarvoor geldt dat deze voldoen aan de volgende criteria:

- Er is sprake van een goede aansluiting van de grasbekleding op het object, zie Figuur 1. Omdat het horizontale verband van de grasbekleding ter plaatse van de overgang wordt onderbroken is sprake van sterkteverlaging en wordt voor α_s gerekend met een waarde van 0,9, zie het artikel Grasparameters binnentalud.
- Een overgang in het talud leidt tot een verhoogde hydraulische belasting op het talud. Dit wordt verdisconteerd door, voor α_M, met een waarde van 1,8 te rekenen, zie idem.
- De golfhoogte is in de orde van 0 tot en met 3 m.
- Het betreft een open of gesloten graszode op een substraat van klei.



Figuur 1 Nette aansluiting wortelnet van de grasbekleding op de overgang, aangetoond door het steken van een plag.

In onderstaande foto's staan voorbeelden van nette overgangen (Figuren 2 tot en met 10).



Figuur 2 Voorbeeld van een ‘nette overgang'. Rechts op de kruin bevindt zich een vlakke aansluiting tussen de grasbekleding en het asfalt voetpad. Links daarvan bevinden zich enkele niet waterkerende objecten van klein formaat (kleiner dan 15x15 cm²). Weer links daarvan bevindt zich een aansluiting van een grasbekleding op een opsluitband van een rijweg.



Figuur 3 Voorbeeld van een ‘nette overgang'. Hier bevindt zich de aansluiting van een grasbekleding

op doorgroeistenen.



Figuur 4 Voorbeeld van een ‘nette’ overgang. Nette aansluiting van de grasbekleding op een keermuur.



Figuur 5 Voorbeeld van een ‘nette overgang'. Nette aansluiting van de grasbekleding op een asfaltweg en een klinkerbestrating. Daarnaast de aansluiting op een raster.

Wanneer de graszode ter plaatse van de aansluiting van een mindere kwaliteit is, bestaat nog de mogelijkheid om de sterkteberekening uit te voeren met de rekenresultaten voor een open graszode (zie het artikel Graskwaliteit). Een dergelijke situatie doet zich veelvuldig voor bij aansluitingen van een grasbekleding op een weg zoals weergegeven in Figuur 6.



Figuur 6 Voorbeeld ‘nette overgang', maar met een plaatselijk mindere kwaliteit grasbekleding (open graszode).

Situaties waarvoor de kansverdelingen van het kritiek overslagdebiet niet kunnen worden toegepast

Voor een aantal situaties is het niet mogelijk om de kansverdelingen van het kritiek overslagdebiet toe te passen. Hier gaat hierbij om de volgende situaties:

- Overgangen op een ondergrond op zand. Dit komt frequent voor bij wegen op dijken waar in het dijklichaam een wegfundering van zand is aangebracht.
- Situaties waarbij de grasbekleding niet aansluit op een object, of waarbij de grasbekleding ter plaatse van de overgang te slecht is om deze te kwalificeren als een open of gesloten graszode. Van deze zogenaamde niet-nette overgangen zijn Figuren 7 en 8 een voorbeeld.
- Situaties waarbij sprake is van een zeer verhoogde toename van de hydraulische belasting. Dergelijke situaties doen zich voor bij stroomcontractie rond huizen op het binnentalud van een dijk, zie Figuren 9 en 10. Vaak is er rondom panden ook geen sprake van een open of gesloten zode, maar gaat het om tuinen, borders, klinkerbestrating, grindpaden, et cetera. Hiervoor zijn de afgeleide kansverdelingen van het kritiek overslagdebiet niet geschikt.



Figuur 7 Voorbeeld van een niet-nette overgang, aansluiting tussen asfalt en grasbekleding bevat grote gaten.



Figuur 8 Voorbeeld van een niet-nette overgang, aansluiting tussen blokken en grasbekleding bevat grote gaten.



Figuur 9 Voorbeeld van een pand in de bekleding.



Figuur 10 Voorbeeld van een pand in de bekleding.

Versie 1.0: 2 juli 2025

4.5 Parameters breuksteen

Parametriseren patroongepenetreerde bekleding

Formule van Hudson

Een van oudsher gebruikte formule voor het bepalen van de steengrootte van losse breuksteenbekledingen is de formule van Hudson. De hier gegeven formule is afkomstig uit de [Shore Protection Manual, 1984]. De formule luidt:

$$M_{50} = \frac{\rho_s g H^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha} \qquad (1)$$

Hierin is:

M_{50} = massa van de steen die door 50% van de stenen wordt overschreden [kg]
K_D = Stabiliteitsfactor [m]
p_s = dichtheid stenen [kg/m^3]
p_w = dichtheid water [kg/m^3]
g = versnelling van de zwaartekracht [m/s^2]
H = golfhoogte [m]
Δ = relatieve dichtheid van de stenen = (p_s - p_w)/ p_w [-]
α = hellingshoek van het talud [°]

De formule is geldig voor hellingen van 1:3 en flauwer.

De formule is gebaseerd op de resultaten van een beperkt aantal tests waarbij alleen regelmatige golven zijn gebruikt. In de Shore Protection Manual, 1984 wordt geadviseerd om voor H niet H_s maar H_{10} te gebruiken. (H_{10} is de gemiddelde hoogte van de hoogste 10% van alle golven).

De stabiliteitsfactor K_D is een waarde voor de stabiliteit van een bepaald bekledingstype. Hierin zijn ondermeer de vorm, de mate van interlock en de ruwheid van de elementen verdisconteerd. Voor de factor K_D worden in de Shore Protection Manual voor losse breuksteen de volgende waarden geadviseerd:

K_D = 4,0 voor niet brekende golven
K_D = 2,0 voor brekende golven (golven die breken onder invloed van de diepte van het voorland).

Door het gedeeltelijk penetreren van een breuksteenbekleding met gietasfalt wordt de stabiliteit van de bekleding verhoogd. Als gietasfalt wordt toegepast om de stabiliteit van de bekleding te verhogen kunnen de volgende waarden worden aangehouden:

- Oppervlaktepenetratie. Bij een vulling van ongeveer 30% van de holle ruimte kan de K_D-waarde volgens de Leidraad voor de toepassing van asfalt in de waterbouw [Leidraad asfalt, 1984] met een factor 1 tot 1,5 worden vermenigvuldigd.
- Patroonpenetratie. Volgens het rapport Use of asphalt in breakwater construction [d'Angremond, 1970] is een vermenigvuldigingsfactor 5 een zeker veilige waarde bij circa 60% vulling van de holle ruimte. Deze waarden zijn gebaseerd op modelonderzoek (schaal 1:30) bij het Waterloopkundig Laboratorium. In de Leidraad Asfalt wordt een opwaarderingsfactor van de K_D-waarde van 5-7 geadviseerd.

Formule van Pilarczyk

Een recentere formule om de benodigde steendiameter van los gestorte breuksteen onder golfaanval te bepalen, is de algemene formule van Pilarczyk:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \leq \phi \cdot \psi_u \cdot \frac{\cos \alpha}{\xi_{0p}^{b}} \qquad (2)$$

Hierin is:

b = factor ten behoeve van het interactieproces tussen golven en bestorting [-]
D_{n50} = nominale steendiameter, gebaseerd op M_{50} [m]
M_{50} = massa die door 50% van de steenstukken van een sortering wordt overschreden [kg]
H_s = significante golfhoogte [m]
α = taludhoek ten opzichte van de horizontaal [°]
Δ = relatieve dichtheid steen opzichte van (zee)water [-]
ζ_{op} = brekerparameter gebaseerd op de piekperiode op diep water T_p [-]
Φ = stabiliteitsfactor [-]
Ψ_u = stabiliteits-upgrading-factor afhankelijk van de bekledingssoort [-]

Toelichting

De parameter b is een empirische factor die afhankelijk is van de interactie tussen golven en de bekleding. De waarde ligt tussen 0,5 (bekleding met een open structuur) en 1 (gladde bekleding). Voor een in patroon gepenetreerde bekleding is 0,6 een veilige waarde.

Voor de beide penetratiemethoden worden de volgende waarden voor het product van Φ en Ψ_u aangehouden:

$\Phi.\Psi_u$ = 3,4 voor een stippenpenetratie
$\Phi.\Psi_u$ = 5 voor een raster of strokenpenetratie.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Coëfficiënten plunging en surging breakers

Bij het ontwerpen van breuksteenbekledingen zijn er veel keuzemogelijkheden. De parameters die het resultaat van het ontwerp beïnvloeden hebben vaak een zekere spreiding. De waardes van deze parameters dienen op elkaar afgestemd te worden, zodat een evenwichtige constructie wordt verkregen die veilig is gedurende zijn levensduur. Bij de toetsing liggen de waardes van de parameters vast omdat de constructie al aanwezig is, maar ook dan moet rekening gehouden worden met de spreiding ervan langs de dijk. In de volgende paragrafen worden de parameters die van invloed zijn in berekeningen met breuksteen toegelicht. Bovendien wordt aangegeven welke waarden of welke methoden gebruikt moeten worden in een ontwerp dan wel toetsing. Voor het ontwerp van nieuwe breuksteen taludbekleding worden in de [Rock Manual, 2007] onder andere de originele Van der Meer-formules voor plunging en surging golven (zie ook Figuur 1) gegeven, alsmede de 'modified Van der Meer'-formules waarbij het voornaamste verschil het gebruik van de spectrale golfperiode $T_{m-1,0}$ is in plaats van de gemiddelde golfperiode T_m. Voor de verschillende formules die voor het ontwerp van gehele breuksteen taludbekleding gebruikt kunnen worden, wordt dan ook verwezen naar de Rock Manual.

De formules voor plunging en surging brekers zijn hier weergegeven:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} P^{0,18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0,2} \xi_m^{-0,5} \quad \text{(Plunging formule)} \qquad (1)$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_s P^{-0,13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0,2} \sqrt{\cot(\alpha)}\, \xi_m^{p} \quad \text{(surging formule)} \qquad (2)$$

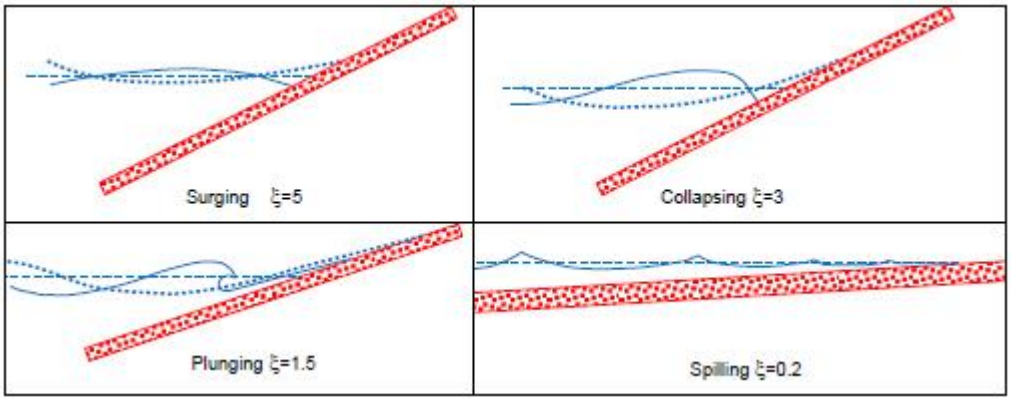
In bovenstaande formules voor breuksteenbekledingen worden coëfficiënten toegepast voor 'plunging' en 'surging' golven (c_{pl} en c_s). Figuur 1 laat het verschil tussen deze twee soorten golven zien. De overgang van 'plunging' naar 'surging' golven wordt gekenmerkt door de 'collapsing' golf. Deze golven leveren de grootste belasting op de breuksteen. 'Spilling' golven bestaan ook maar komen slechts voor bij flauwe taluds, zoals stranden.

In de Rock Manual worden de formules beschreven met de verwachtingswaarden voor de parameters, namelijk het gemiddelde. Tevens wordt er een standaard deviatie bij gegeven en een 95%-waarde (μ-1.64σ).

In deze Handreiking is ervoor gekozen om de gemiddelde c_{pl} en c_s te hanteren, zie Tabel 1.

Tabel 1 Coëfficiënten breuksteenformules

Coëfficiënten breuksteenformules Van der Meer	**RM-formule**
c_{pl}	6,2
c_s	1,0



Figuur 1 Classificatie golftype op basis van surf similarity parameter [Battjes, 1974].

Gelijk aan de ontwerpfilosofie voor steenzettingen wordt daarnaast voor het ontwerp van breuksteenbekledingen een veiligheidscoëfficiënt van 1,1 gehanteerd en voor de toetsing een waarde van 1,0. Door toevoeging van de veiligheidscoëfficiënt wordt min of meer een 90%-waarde voor het

ontwerp toegepast.
De veiligheidscoëfficiënt γ_s moet als volgt worden toegevoegd aan de stabiliteitsformuleringen:

$$\frac{H_s \cdot \gamma_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = \ldots \qquad (3)$$

Voor een breuksteenoverlaging die rond toetspeil of lager ophoudt, moet naast de veiligheidscoëfficiënt tevens de reductiefactor Y toegepast worden, die leidt tot een wat grotere steendiameter (Y is kleiner dan 1).

$$\frac{H_s \cdot \gamma_s}{\Delta \cdot D_{n50} \cdot Y} = \ldots \qquad (4)$$

Versie 1.0: 2 juli 2025

Invloedsfactor scheve golfinval

De belasting door scheve golfinval is lager dan voor loodrechte golfaanval. Een conservatieve methode om de invloed van scheve golfinval mee te nemen is gebaseerd op de methode ontwikkeld door [Galland, 1994]. In dit onderzoek van Galland is een formule opgesteld waarmee zowel een reductiefactor als gevolg van scheef invallende golven voor taludbekleding en teenbestorting met breuksteen kan worden bepaald. In deze formule zit een coëfficiënt x als macht verwerkt. De waarde van x is anders voor taludbekledingen met breuksteen dan voor teenbestortingen, zie Tabel 1.

Tabel 1

Coëfficiënt x om de reductiefactor te berekenen voor het verdisconteren van de hoek van golfaanval	**x**
Taludbekleding met breuksteen	0,25
Teenbestorting met breuksteen	0,60

Deze coëfficiënt dient ingevuld te worden in onderstaande formule. De formule luidt:

$$\gamma_\beta = \cos^x(\beta - 15°) \text{ als } \beta \geq 15° \qquad (1)$$

De hoek tussen de golfvoortplantingsrichting en de constructie is 0° bij loodrechte aanval. Pas vanaf 15° mag in bovenstaande formule de invloed worden meegenomen. Daarnaast wordt de hoek van inval nog met 15° gereduceerd zodat de formule tot conservatieve reductiefactoren leidt. Bij bijvoorbeeld een scheef inkomende golf onder een hoek van 45 graden is de reductiefactor 0,96 voor een taludbekleding en 0,92 voor een teenbestorting.

Deze reductiefactor dient in de stabiliteitsformules als volgt toegevoegd te worden:

$$\frac{H_s \cdot \gamma_\beta}{\Delta \cdot D_{n50}} = \ldots \qquad (2)$$

Deze factor zorgt ervoor dat de benodigde steendiameter kleiner wordt.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Golfoploop op ondiepe voorlanden

Er kan bij ondiepe voorlanden gebruik gemaakt worden van de $H_{2\%}$ (golfhoogte die door 2% van de golven in het golfveld wordt overschreden), omdat deze parameter meer bepalend is voor de schade dan de H_s. Normaal is er een vaste verhouding tussen $H_{2\%}$ en H_s, maar niet in ondiep water.

In ondiep water is de Rayleigh-verdeling namelijk niet langer geldig en worden de hoogste golven meer beïnvloed door de beperkte waterdiepte dan de kleine golven in het golfveld. De $H_{2\%}$ kan berekend worden met de methode van Battjes- Groenendijk [2000] (zie ook Rock Manual, paragraaf 4.2.4.4).

Normaal zal op ondiep water de golfperiode ongeveer onveranderd blijven. In (zeer) ondiep water zal echter als gevolg van niet-lineaire drie-golfwisselwerkingen het golfspectrum significant van vorm veranderen. De spectrale parameters zoals T_p en $T_{m-1,0}$ zullen dan (veel) groter worden dan de initiële diep water T_p en $T_{m-1,0}$. De ontwerper dient hier rekening mee te houden in het ontwerp, maar ook bij het beoordelen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Laagdikte breuksteen

De formules in de [Rock Manual, 2007] voor breuksteenbekledingen zijn afgeleid voor situaties waarin de toplaag een laagdikte heeft van $2D_{n50}$. Daarnaast wordt de breuksteen willekeurig geplaatst/gestort (random placement). Het is mogelijk om gegeven een gradering uit te komen op kleinere laagdiktes, maar dat is echter niet altijd wenselijk. Wanneer een kleinere laagdikte wordt bereikt met dezelfde gradering betekent dit namelijk dat ook de porositeit verkleind wordt. Hierdoor wordt de wrijving en daarmee haakweerstand tussen de stenen groter en neemt de stabiliteit toe. Daar tegenover staat dat de bergingscapaciteit van de toplaag afneemt waardoor de overslag over de kruin toeneemt. Dit effect wordt des te meer versterkt als bij het plaatsen van de steen de positie wordt gekozen waarmee de steen het beste in de toplaag past. Hoewel de constructie iets sterker wordt, wordt deze ook “gladder” wat de overslag negatief beïnvloed.

Laagdiktemetingen kunnen in de praktijk op verschillende manieren worden uitgevoerd. In de Rock Manual worden in tabel 3.9 de methodieken 'reference (spherical foot staff)’ survey methode en 'highest point’ survey methode besproken. Een onderscheid wordt daarnaast ook gemaakt tussen verschillende typen breuksteen. Hierin is te zien dat voor standaard dubbellaags systemen, op basis van de laagdiktecoëfficiënt Kt, de laagdikte in de praktijk varieert tussen $1{,}74 \cdot D_{n50}$ en $1{,}82 \cdot D_{n50}$ voor de ‘reference (spherical foot staff)’ survey methode en tussen $1{,}84 \cdot D_{n50}$ en $1{,}92 \cdot D_{n50}$ voor de ‘highest point’ survey methode.

De survey methode die het meest overeenkomt met hoe er bij het ontwerpen mee wordt omgegaan, is de ‘highest point’ survey methode. Bij het ontwerp wordt namelijk ook vaak een porositeit van 0,38-0,40 gehanteerd die ook gemeten wordt volgens de ‘highest point’ survey methode. Wanneer ontwerptekeningen geen survey methodiek benoemen, wordt impliciet aangenomen dat deze gerelateerd zijn aan de ‘highest point’ survey methode.

In de controle van de uitvoering van de bouw van het ontwerp kan de toetsing van de laagdikte via

beide methoden gedaan worden. Wanneer de 'highest point' survey methode wordt gebruikt dient deze te voldoen aan een minimale laagdikte van $2 \cdot Kt \cdot D_{n50}$. Wanneer de controle van de laagdikte plaatsvindt via de 'reference (spherical foot staff)' survey methode dan dient de laagdikte minimaal te voldoen aan $1{,}8 \cdot Kt \cdot D_{n50}$. In beide gevallen kan er voor Kt de waarde 1,0 te worden gebruikt. Deze minimale laagdikten zijn iets groter dan tot nog toe gemiddeld genomen in de praktijk gevonden is. Deze ietwat conservatievere keuze is ingegeven uit het feit dat de ontwerpformules gebaseerd zijn op modeltesten waarin een laagdikte van $2 \cdot D_{50}$ is gebruikt, wat overeenkomt met ongeveer $2{,}4 \cdot D_{n50}$ gegeven de 'highest point' survey methode.
Versie 1.0: 2 juli 2025

Fictieve permeabiliteitsparameter P

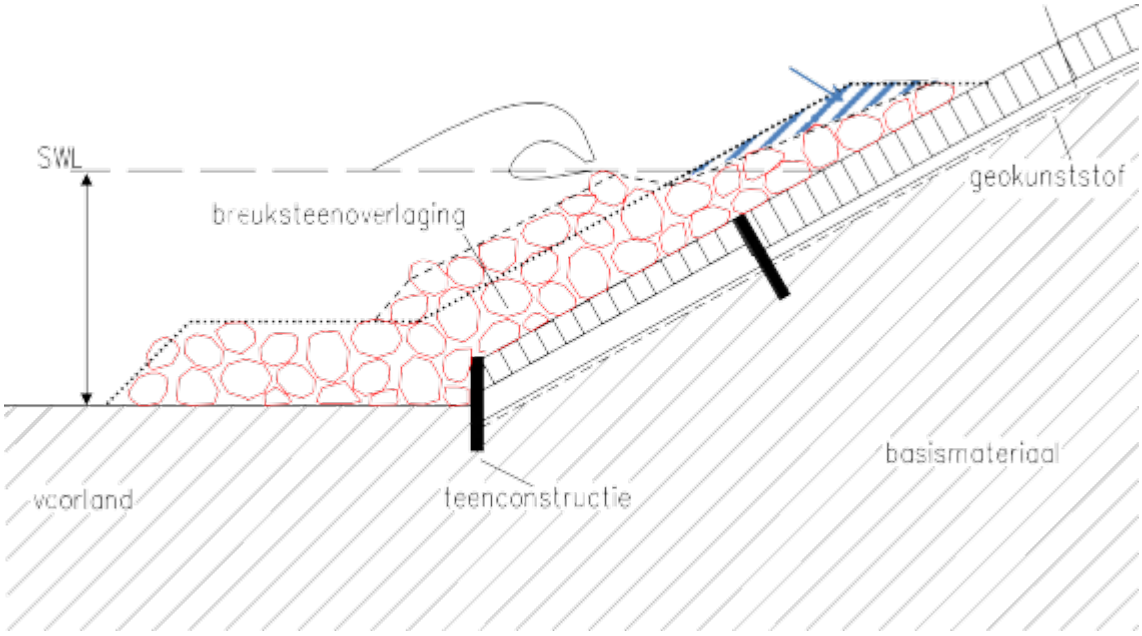
In de rekenregels volgens Van der Meer wordt voor de doorlatendheid van de constructie onder de toplaag van breuksteen de fictieve permeabiliteitsparameter *P* gebruikt. Dit is een experimenteel bepaalde parameter waarvan de waarde afhangt van de laagdikte en steengrootte van toplaag en onderlagen.
De permeabiliteit *P* speelt een directe rol in de rekenregels volgens de methode Van der Meer voor breuksteenbekledingen en -overlagingen. Hoe hoger de waarde, hoe gunstiger de stabiliteit van de toplaag.
De waarde van *P* is oorspronkelijk bepaald voor een aantal standaard-constructietypen met een toplaag van breuksteen op granulaire filterlagen, zie de [Rock Manual, 2007], paragraaf 5.2.2.2. Voor de toepassing van de rekenregels op breuksteenoverlagingen is nagegaan op welke van de standaard-constructietypen deze bekledingstypen het meest lijken.
P, is het materiaal dat zich bevindt in de kern. Wanneer de kern bestaat uit zand of klei dan dient *P* de waarde 0,1 te krijgen. Wanneer de kern gelijk is aan de breuksteenbekleding dan wordt de waarde voor *P* 0,6. Daartussen varieert het naar gelang de verhouding tussen de permeabiliteit van de toplaag en de kern. Voor breuksteenoverlagingen dient eveneens een waarde voor *P* van 0,1 te worden gebruikt aangezien de doorlatendheid van de steenzettingen vele malen kleiner is dan die van de breuksteen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Schadegetal

In het ontwerp en voor het toetsen dient er gebruik te worden gemaakt van een toelaatbaar schadegetal. Voor breuksteenbekledingen zoals overlagingen wordt er gewerkt met het schadegetal S. Voor teenbestortingen wordt er gewerkt met zowel het schadegetal S als het schadegetal N_{od}.

Het schadegetal S in de formules van Van der Meer is gedefinieerd als de oppervlakte van de gemiddelde schade in dwarsaanzicht (= erosie oppervlak, zie Figuur 1) gedeeld door het kwadraat van de nominale steendiameter D_{n50}. Dit komt grofweg overeen met het toelaatbare aantal stenen dat wordt uitgelicht over een strook met een breedte van D_{n50} zonder de porositeit mee te tellen. Het schadegetal N_{od} in de teenbestortingformules is eveneens een maat voor het aantal stenen dat wordt verplaatst binnen een strook met breedte D_{n50}. Grofweg is het schadegetal S ongeveer tweemaal zo groot als het schadegetal N_{od}.



Figuur 1 Definitie erosie-oppervlak ten behoeve van bepaling schadegetal S.

Het schadegetal S is ook afhankelijk van de taludhelling van de breuksteenbekleding. De grootte van het schadegetal kan vertaald worden naar een schadebeeld, variërend van 'beginschade' tot 'falen', zie tabel 5.23 in de [Rock Manual, 2007]. De definitie 'falen' houdt in dat aan het einde van de storm de onderlaag zichtbaar is geworden. De constructie heeft veel schade maar is dan nog goed herstelbaar.

Het schade getal N_{od} heeft ook een waarde voor 'beginschade' en 'falen'. Echter 'falen' betekent hier dat de teenbestorting zijn hoofdfunctie (ondersteuning erbovenliggende bekleding) niet meer kan vervullen. Deze schade is veel lastiger herstelbaar omdat vaak de erboven liggende bekleding dan ook naar onderen is verzakt.

Voor het berekenen van de benodigde steendiameter van een breuksteentalud, of breuksteenoverlaging tot ver boven het ontwerppeil of toetspeil (wat neerkomt op minimaal 1.H_s tot maximaal de kruinhoogte), wordt geen Y in rekening gebracht. Als de breuksteenoverlaging rond het ontwerp/toetspeil of lager wordt beëindigd, dan moet wel de reductiefactor Y toegepast worden op de stabiliteit. Dit laatste zorgt voor een grotere benodigde steendiameter.

Ontwerpen

In het ontwerp voor breuksteenbekledingen dient gewerkt te worden met een schadegetal S, die aansluit bij het gemiddelde van het schadebeeld ‘intermediate damage’ uit de Rock Manual (zie tabel 5.23 aldaar). Daarnaast dient er een veiligheidscoëfficiënt van 1,1 te worden toegepast.

De S-waarde hoort bij een ontwerp met een laagdikte van $2D_{n50}$ (highest point survey method) of $1{,}8D_{n50}$ (spherical foot staff method). Wanneer er gekozen wordt voor een extra laag, nl. $3D_{n50}$ (highest point survey method) dan is de toelaatbare schade ook groter. Dit geldt alleen voor een standaard breuksteenbekleding, die tot ruim boven de maatgevende waterstand doorlopen, en niet voor een overlaging. Tabel 1 geeft de S-waarden voor het ontwerp van breuksteenbekledingen.

Breuksteenoverlagingen dienen worden doorgezet met een laagdikte van $2D_{n50}$ tot aan de bovenzijde van de afgekeurde steenzetting. Een kleine reserve is aanwezig door de overlaging horizontaal naar de steenzetting af te werken. Wanneer een grotere reservelaag wordt aangelegd door de laagdikte over een afstand van $2D_{n50}$ hoger op het talud door te zetten (evenwijdig aan het talud gemeten), wordt meer veiligheid in het ontwerp gerealiseerd en kan met een grotere S-waarde worden gerekend. Tabel

2 geeft de te hanteren S-waarden in de Van der Meer-formule aan.

Tabel 1 S-waarden te gebruiken in de Van der Meer-formules voor ontwerp van breuksteenbekledigen, m.u.v. overlagingen.

Taludhelling	**Laagdikte van $2 \cdot D_{n50}$**	**Laagdikte van $3 \cdot D_{n50}$**
1:1.5	4	6
1:2	5	8
1:3	8	11
1:4	10	14
1:6	10	14

Tabel 2 S-waarden te gebruiken in Van der Meer-formules voor ontwerp van breuksteenoverlagingen.

Taludhelling	**Overlagingen met kleine reserve**	Overlaging met extra reserve $2 \cdot D_{n50}$ parallel aan talud
1:1.5	4	6
1:2	5	7
1:3	7	10
1:4	10	13
1:6	10	14

Bij een ontwerp van een teenbestorting dient ook een veiligheidscoëfficiënt van 1,1 toegepast te worden in het ontwerp. Daarnaast is het toelaatbare schadegetal N_{od} afhankelijk van de teenbreedte.

De N_{od} geeft aan hoeveel stenen uit een doorsnede verplaatsen tijdens de maatgevende condities. Voor de standaard teenbreedtes van 5 en 10m geldt dat de N_{od} gelijk is aan 0,5 maal S, waarbij S gekozen wordt uit Tabel 1 voor laagdiktes van 2 D_{n50}. Wanneer het niet mogelijk is om een standaard teenbreedte van 5 of 10m te kiezen, dient een maximaal schadepercentage van 10% genomen te worden. Bij een teenbestorting van 5×D_{n50} breed en 2×D_{n50} hoog is dit dus een N_{od} van 1,0. Tabel 2 geeft de te hanteren N_{od}-waarden aan voor 3 verschillende teenbreedtes. Hierbij is een standaardhoogte van 2 stenen verdisconteerd. De N_{od}-waarde dient gebruikt te worden in de Van der Meer formule voor teenbestortingen

Tabel 3 N_{od}-waarden teenbestorting voor ontwerpwaarden overeenkomend met geaccepteerd schadepercentage van 10%.

Breeedte teen	**N_{od}-waarde teenbestorting**
5D_{n50}	1,0
10D_{n50}	2,0
15D_{n50}	3,0

Beoordelen

Bij het beoordelen van de breuksteenbekledingen wordt de veiligheidscoëfficiënt op 1,0 gezet. De gekozen waarden houden in dat de constructie nog gerepareerd kan worden en er bovendien een acceptabel veiligheidsrisico wordt gelopen.

In Tabellen 4, 5 en 6 is een ondergrens (A) en een bovengrens (B) gegeven voor het schadegetal S en N_{od}. De ondergrens komt overeen met de waarde voor het ontwerp. Als de berekende D_{n50} kleiner of gelijk is aan de aanwezige D_{n50} bij gebruikmaking van de waarde van S bij A, dan is de bekleding ‘goed’ (de werkelijke S bij de aanwezige D_{n50} zou in dat geval dus kleiner zijn). Als het groter is dan de aanwezige D_{n50} bij gebruikmaking van de waarde van S bij B, dan is het ‘onvoldoende’. Tussen deze twee waarden in (berekende Dn50 groter dan aanwezige D_{n50} bij gebruikmaking van de ondergrens en kleiner bij gebruikmaking van de bovengrens) is het toetsresultaat ‘geavanceerd’.

Tabel 4 S-waarden te gebruiken in de Van der Meer-formules voor toetsing van breuksteenbekledingen, m.u.v. overlagingen (ondergrens A tot bovengrens B).

	Breuksteen tot tenminste H_s boven ontwerp/toetspeil	
Taludhelling	Laagdikte van 2D_{n50}	Laagdikte van 3D_{n50}
	A-B	A-B

1:1,5	4-8	6-12
1:2	5-8	8-12
1:3	8-12	11-17
1:4	10-17	14-22
1:6	10-17	14-22

Tabel 5 S-waarden te gebruiken in de Van der Meer-formules voor toetsing van breuksteenoverlagingen (ondergrens A tot bovengrens B).

	Breuksteen tot tenminste H_s boven ontwerp/toetspeil	
Taludhelling	Laagdikte van $2D_{n50}$ A-B	Laagdikte van $3D_{n50}$ A-B
1:1,5	4-6	6-8
1:2	5-7	7-9
1:3	7-11	10-12
1:4	10-14	13-15
1:6	10-14	14-16

Tabel 6 N_{od}-waarden voor toetsing (ondergrens A tot bovengrens B).

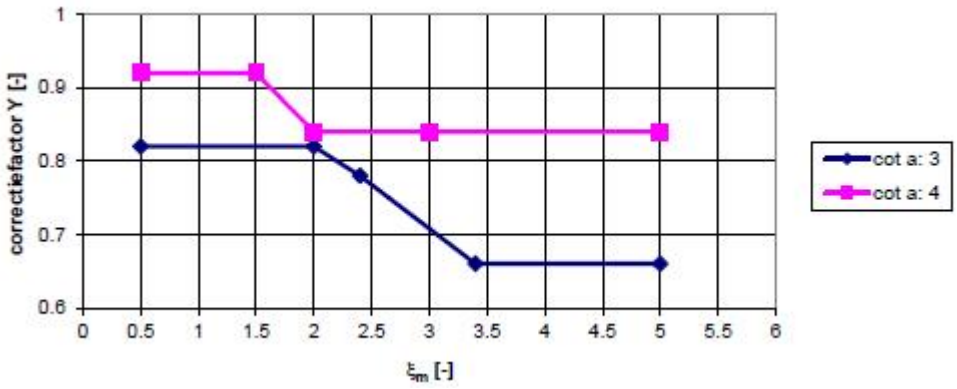
Breedte teen	N_{od} teenbestorting A (10% schade) - B (20% schade)
$5D_{n50}$	1,0-1,0
$10D_{n50}$	2,0-4,0
$15D_{n50}$	3,0-6,0

De waarden van A zijn in Tabel 6 gelijk aan de ontwerpwaarden, namelijk de 10% schade waarden. De waarden van B zijn gelijk aan de 20% waarden wat overeenkomt met een zekere mate van afvlakking. Tabel 4 dient gebruikt te worden wanneer de teenbestorting wordt berekend volgens de methodiek van samengestelde taluds.

Correctiefactor Y - Rekenparameters voor ontwerp en toetsing van breuksteen

Voor breuksteenoverlagingen op een deel van het talud worden de formules van Van der Meer uitgebreid met een correctiefactor Y. Dit geldt voor een overlaging die beëindigd wordt rond het ontwerp/toetspeil of lager. De waarde van de correctiefactor Y kan worden afgelezen in de grafiek van Figuur 2. Deze grafiek is gebaseerd op resultaten van kleinschalig modelonderzoek.

Het toepassen van deze factoren leidt tot een grotere benodigde steendiameter. De berekende steendiameter moet gedeeld worden door de waarde van Y.



Figuur 2 Correctiefactor Y.

De punten in de grafiek zijn ook gegeven in Tabel 7.

Tabel 7 Waarde van Y als functie van brekerparameter x_m.

Talud	x_m = 1,5	x_m = 2,0	x_m = 2,4	x_m = 3,0	x_m = 3,4
1:3		0,82	0,78		0,66

1:4	0,92	0,88	0,84

Het toepassingsgebied van de grafiek is voor de brekerparameter x_m beperkt tot de ingevulde grenzen (tussen 0,5 en 5,0). Voor de taludhelling α mag aan de hand van de cotangens lineair worden geëxtrapoleerd tussen 2,5 en 5,0. Voor ondiep water gelden deze correctiefactoren niet. Deze factor hoeft ook niet toegepast te worden bij een breuksteenoverlaging die tot minimaal één maal H_s boven het ontwerp/toetspeil doorloopt. Ook hoeft de factor niet toegepast te worden wanneer de overlaging 'glad' in het talud wordt opgenomen en daarbij minimaal 2 /3 H_s onder de waterspiegel ligt en zodoende niet tot een ongunstige belastingsituatie leidt in vergelijking met een standaard breuksteenbekleding.

De reductiefactor is alleen afgeleid voor relatief diep water condities. Daarom wordt deze reductiefactor alleen gebruikt in combinatie met de originele formule van [Van der Meer, 1988]. Voor ondiep water toepassingen is er geen duidelijke ontwerprichtlijn te geven en wordt verwezen naar het achterliggende onderzoeksrapport voor breuksteenoverlagingen [Kant, 1999]. Als bij ondiep water toch deze formules worden gebruikt, wordt een (overdreven) veilig ontwerp verkregen, aangezien de golven niet meer Rayleigh verdeeld zijn.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Nominale steendiameter

In de rekenregels wordt voor de steendiameter van standaard breuksteen bekledingen, breuksteenoverlagingen en teenbestortingen de parameter D_{n50} gebruikt. D_{nx} is de nominale diameter van granulair materiaal: de diameter van de denkbeeldige kubus met een massa M_x, die dezelfde massadichtheid ρ_s heeft als het beschouwde element. De definitie is: $D_{nx} = (M_x/\rho_s)^{1/3}$. De massa M_x is gedefinieerd als de massa van een steenstuk die door *x* % van de steenstukken van een sortering wordt onderschreden, waarbij dit percentage berekend wordt op basis van massa.

In de rekenregels voor ontwerp wordt gewerkt met de karakteristieke steendiameter D_{n50}. Dit is de diameters die hoort bij een steenmassa met een massa-onderschrijdingspercentage van 50% (M_{50}).

In de praktijk wordt vaak gewerkt met standaardsorteringen. Paragraaf 3.4.3.2 in de [Rock Manual, 2007] geeft een overzicht van standaard sorteringen en paragraaf 3.4.3.7 geeft de bandbreedte van de M_{50} weer. De ondergrens van deze bandbreedte wordt genomen als ontwerpwaarde voor M_{50}. Op basis van deze waarde kan vervolgens de D_{n50} worden berekend. In het algemeen wordt gewerkt met een diameter die op 1 cm nauwkeurig is afgerond.

Voor de toetsing dient gewerkt te worden met de aanwezige (bij voorkeur gemeten) waarde van D_{n50}.

Tabel 1 Standaard sorteringen NEN-EN 13383

*ρ*steen [kg/m³]	**2650**
*ρ*water [kg/m³]	**1025** **0.60**

vormfactor Fs [-]							
Sortering		D_{50} [m]	D_{n50} [m]	D_{15} [m]	D_{85} [m]	D_{85}/D_{15} [-]	laagdikte minimaal 2,0 D_{n50}
	min	0.21	0.17	0.16	0.25	1.27	0.35
5 - 40 kg	gem	0.24	0.20	0.18	0.28	1.60	0.40
	max	0.26	0.22	0.20	0.31	2.02	0.44
	min	0.26	0.22	0.20	0.30	1.24	0.43
10 - 60 kg	gem	0.29	0.24	0.22	0.33	1.50	0.48
	max	0.31	0.26	0.24	0.37	1.81	0.52
	min	0.40	0.34	0.32	0.46	1.26	0.67
40 - 200 kg	gem	0.43	0.36	0.35	0.50	1.44	0.73
	max	0.46	0.39	0.37	0.53	1.65	0.77
	min	0.45	0.38	0.37	0.53	1.23	0.77
60 - 300 kg	gem	0.49	0.42	0.40	0.57	1.44	0.83
	max	0.53	0.45	0.43	0.61	1.68	0.89
	min	0.35	0.30	0.24	0.47	1.36	0.60
15 - 300 kg	gem	0.45	0.38	0.29	0.57	1.97	0.75
	max	0.51	0.43	0.34	0.67	2.84	0.86

	min	0.73	0.62	0.62	0.82	1.21	1.24
300-1000 kg	gem	0.77	0.65	0.65	0.86	1.31	1.29
	max	0.80	0.67	0.68	0.89	1.43	1.34
	min	1.06	0.89	0.91	1.17	1.20	1.78
1000 - 3000 kg	gem	1.10	0.92	0.94	1.21	1.28	1.85
	max	1.13	0.95	0.98	1.25	1.38	1.91

Bij nieuwe materialen moet de leverancier voldoen aan een ontwerpwaarde. Het aantonen en controleren daarvan is een kwestie van contractbeheersing en moet een onderdeel zijn van zijn kwaliteitssysteem. De ontwerper moet hierop kunnen vertrouwen. Zodra de breuksteen is geleverd, moeten de gemeten waarden van de M_{50} en D_{n50} in de 'as built'-tekeningen opgenomen worden. Deze zijn later weer nodig bij de toetsing.

Als dergelijke gemeten waarden bij de toetsing niet bekend zijn, dient in eerste instantie de toetsing uitgevoerd worden met de ondergrens van D_{n50} behorende bij de bandbreedte van de (standaard) sortering. Als men hiermee niet tot een toetsresultaat *goed* kan komen, is het noodzakelijk de M_{50} en D_{n50} te bepalen door stenen uit de breuksteenbekleding te wegen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

5. Rekenmodellen voor dijkerosie

5.1 Steenzetting

Model beoordeling stabiliteit toplaag steenzettingen (ZST)

Voor de generieke analyse van de initiële mechanismen voor de stabiliteit van een steenzetting op het buitentalud wordt gebruik gemaakt van de software STEENTOETS. De tekst hieronder gaat in op de software en de voor deze software benodigde parameters.

Software generieke analyse

De software STEENTOETS kan gebruikt worden voor een generieke analyse van de volgende vijf mechanismen:

- Toplaaginstabiliteit onder golfaanval (ZTG)
- Toplaaginstabiliteit door langsstroming (ZTS)
- Afschuiving (ZAF)
- Materiaaltransport vanuit de ondergrond (ZMO)

- Materiaaltransport vanuit de granulaire laag (ZMG)

Ook voor het vervolgproces Erosie van de onderlagen (ZEO) kan STEENTOETS gebruikt worden.

De manier waarop STEENTOETS voor de verschillende mechanismen een analyse uitvoert is onder andere afhankelijk van de toplagen en onderlagen. Voor meer informatie zie de betreffende pagina op iplo.nl.

Parameters software

Voor de generieke analyse met STEENTOETS moeten verschillende parameters ingevoerd worden.

Geometrie

De software vereist een schematisatie van het dijkprofiel, zie het artikel Schematisatie dijkprofiel asfaltbekleding. Per segment moet worden aangegeven welk toplaagtype (zoals basalt en Noordse steen) en onderlagen (zoals steenslag en klei) aanwezig zijn. Ook dient, voor het bepalen van de hoek van golfinval, de dijknormaal gespecificeerd te worden.

Eigenschappen top-, filter- en onderlaag

In de Tabel zijn de belangrijkste voor de top-, filter- en onderlaag in te voeren eigenschappen weergegeven. Merk op dat voor een groot aantal eigenschappen ook standaard waarden beschikbaar zijn.

Tabel 1 Belangrijkste eigenschappen top-, filter- en onderlagen.

Groep	Eigenschap
Toplaag	Afmetingen (dikte, breedte en lengte)
	Spleetbreedte (stoot- en langsvoeg)
	Open oppervlak
	Karakteristieke opening
	Soortelijke massa
	Korrelgrootte inwasmateriaal (indien ingewassen)
Filter, granulair	Dikte

	Korrelgrootte filter
	Porositeit
Filter, geotextiel	Maaswijdte
	Dikte
	Doorlatendheid (filtersnelheid, verval)
Onderlaag, klei	Dikte
	Kwaliteit
	Korrelgroottes
Onderlaag, zand	Korrelgroottes

Volumieke massa water

De volumieke massa water (ρ_w, [kg/m^3]) is van belang voor de beoordeling van de stabiliteit van een steenzetting. Er zijn twee defaultwaarden: 1.025 kg/m^3 voor zeewater en 1.000 kg/m^3 voor zoetwater. Welke van de twee defaultwaarden er moet worden gekozen is afhankelijk van het type watersysteem.

Hydraulische belasting

Bij de generieke analyse van het initiële mechanisme ZST wordt voor de steenzetting een schatting van de doorsnedefaalkans gemaakt. Voor het bepalen van de belastingduur per tijdstap zijn de opzet van de waterstand tijdens de storm (artikel Waterstandsverloop ZST) en de golfcondities per waterstandsniveau (artikel Golfcondities per waterstandsniveau) benodigd. Merk op dat de maximale buitenwaterstand en golfcondities per waterstandsniveau afhankelijk zijn van de voor de generieke analyse gebruikte herhalingstijd.

Buitenwaterstand

Voor locaties met zoutwater en rivieren wordt in Steentoets de buitenwaterstand onder dagelijkse omstandigheden beschreven door twee parameters: gemiddeld laagwater (GLW, [m+NAP]) en gemiddeld hoogwater (GHW, [m+NAP]). Voor meren wordt in Steentoets het meerpeil [m+NAP] gebruikt.

Bij de keuze van de waarde voor deze parameters is het goed om te weten wat de consequenties zijn van deze keuze. De buitenwaterstand onder dagelijkse omstandigheden speelt de volgende rollen in de beoordeling:

- Enerzijds bepaalt het GLW/meerpeil de laagste waterstand waarvoor de bekleding nog wordt

beoordeeld. Die laagste waterstand kan eigenlijk nooit een veiligheidsrisico opleveren, omdat rond dat niveau dusdanig vaak belastingen optreden dat er al eerder schade had moeten optreden, hetgeen dus tot maatregelen had moeten leiden.

- Anderzijds bepaalt het niveauverschil tussen de waterstand bij de norm en het GLW/ meerpeil hoe lang de stormbelasting op een bepaald niveau van het talud inwerkt. Bij een groot niveauverschil, wordt de totale belasting gedurende de storm over een langer deel van het dijktalud gespreid. Een relatief hoog gekozen waarde voor het GLW/ meerpeil leidt daarom op elk niveau op het talud tot een iets langere belastingduur.

De waarde van de waterstanden onder dagelijkse omstandigheden zijn minder belangrijk voor het berekeningsresultaat, maar het verschil tussen LW en HW zijn wel belangrijk.

Golfcondities

De golfbelastingen die van belang zijn worden voor steenzettingen gekarakteriseerd door de golfhoogte (H_{m0} [m]), de golfperiode (T_p of $T_{m-1,0}$ [s]) en de golfrichting (β [°]).

Stroomsnelheid

Vooral voor rivieren kan een beoordeling van een zetting op stroming langs de dijk relevant zijn. In Voor die gevallen kan de stroomsnelheid [m/s] worden opgegeven en wordt dit mede beoordeeld in Steentoets.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Toplaaginstabiliteit onder afschuiving (ZAF)

Voor een aantal situaties worden hieronder handreikingen gegeven voor het uitvoeren van een analyse voor het beoordelingsspoor Afschuiving. Bij steile taluds en bij potentieel opdrijven van de bekleding hoger op het talud is een geavanceerde analyse altijd nodig.

Brede waterkering of bekleding op zandscheg: analyse statische waterdrukken

Bij een ongewoon brede waterkering of bij een zandscheg is een geavanceerde analyse van de bekleding nodig omdat wordt verondersteld dat er grote statische overdrukken hoger op het talud kunnen ontstaan. Deze veronderstelling wordt echter niet getoetst in de gedetailleerde toetsing, met name omdat de statische waterdruk zich niet met een eenvoudige regel laat kwantificeren. De maatgevende buitenwaterstand zal vrijwel altijd beduidend hoger zijn dan de grondwaterstand, waardoor er bij de zwaarste golfaanval geen statische overdrukken zijn en er weinig gevaar voor afschuiven is. In sommige gevallen zijn er zelfs geen dynamische overdrukken, omdat de golven zich niet terugtrekken tot onder de grondwaterstand. In dat geval kan de bekleding niet afschuiven. Door in de beoordeling het verloop van de statische waterdruk te betrekken, wordt de toetsing nauwkeuriger en kan vooral hoog op het talud (vlak onder het toetspeil) de bekleding vaak alsnog goedgekeurd worden.

De toetsing zou als volgt uitgevoerd kunnen worden:

1. Voer peilbuismetingen uit bij extreme omstandigheden (neerslag en hoog water).
2. Bereken op basis hiervan het verloop van de grondwaterstand en de statische overdrukken tijdens de maatgevende storm.
3. Bepaal voor het te toetsen punt de maximale statische overdruk en de bijbehorende golfbelasting.
4. Vel een definitief toetsoordeel:

- Als er geen statische en geen dynamische overdrukken zijn, wordt de bekleding

goedgekeurd.

- Als de statische overdruk ongeveer gelijk is aan nul (onderlaag van zand)of kleiner is dan het opdrijfgewicht van de bekleding (onderlaag van klei): gebruik dan de gedetailleerde rekenregels.
- Als de statische overdruk groter is dan het eigen gewicht van de bekleding kan de ventielwerking beoordeeld worden. Zo zal ventielwerking veel sneller leiden tot nivellering van de statische overdrukken bij een zandscheg dan bij een ongewoon brede waterkering. Als er veel ventielwerking verwacht wordt, kunnen de gedetailleerde rekenregels toegepast worden. Als er getwijfeld wordt aan de ventielwerking kan gebruikgemaakt worden van bewezen sterkte.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Toplaaginstabiliteit onder golfaanval (ZTG) - Toetsing

Als de kruin van een dijk of dam minimaal de golfoploophoogte $z_{2\%}$ hoger ligt dan ontwerppeil of toetspeil is de golfoverslag zodanig beperkt dat elke steenzetting volstaat. Bij een lagere kruin kunnen wel zware belastingen optreden. De ontwerp- en toetsregels zijn gebaseerd op onderzoek van Deltares en zijn opgenomen in STEENTOETS.

Als de kruin van een dijk of dam minimaal de golfoploophoogte $z_{2\%}$ hoger ligt dan ontwerppeil of toetspeil is de golfoverslag zodanig beperkt dat elke steenzetting volstaat. Bij een lagere kruin kunnen wel zware belastingen optreden. De ontwerp- en toetsregels zijn gebaseerd op onderzoek van Deltares en zijn opgenomen in STEENTOETS.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Toplaaginstabiliteit onder langsstroming (ZTS)

Bij een 'twijfelachtig' oordeel in de eenvoudige toetsing is een geavanceerde analyse nodig om tot een definitief oordeel voor de toetsing op langsstroming te komen.

Er kunnen vier methoden worden onderscheiden om tóch een uitspraak mogelijk te maken:

- Aanscherping van de standaardrekenregels aan de hand van de lokale omstandigheden
- Toepassing van nauwkeuriger rekenmethodes
- Beschouwing van bewezen sterkte
- Reststerkte.

In de praktijk bestaat de geavanceerde analyse vaak uit een combinatie van deze methoden en wordt uitgevoerd door specialisten. Voor de eerste 3 van de methoden worden hieronder aandachtspunten gegeven, met name gebaseerd op de praktijk bij Projectbureau Zeeweringen in Zeeland. In het algemeen geldt voor de geavanceerde analyse dat vooraf altijd een afweging moet worden gemaakt tussen de kosten van het onderzoek, de kans dat alsnog tot goedkeuren kan worden gekomen en de eventueel daaruit volgende besparing op de kosten van het verbeteringswerk.

Toepassing van nauwkeurigere rekenmethodes

De ingevoerde rekenregels in STEENTOETS zijn zodanig opgesteld dat ze breed toepasbaar zijn. Het onderliggend modelonderzoek is uitgevoerd voor een groot aantal verschillende gevallen. Uit dit modelonderzoek zijn regels afgeleid die voor al deze gevallen veilig kunnen worden toegepast. De rekenregels bevatten daardoor conservatieve benaderingen voor bepaalde eigenschappen van de steenzetting. Als de lokale omstandigheden van een steenzetting bekend zijn, is het soms mogelijk om de achterliggende formules aan te scherpen waardoor minder conservatief kan worden gerekend.

Het is ook mogelijk dat de constructieve parameters in de geavanceerde analyse kunnen worden aangescherpt, vooral als in eerdere stadia is gewerkt met standaardwaarden. Verder is lokaal onderzoek nodig als aangetoond moet worden dat inzanding/ inslibbing ook in maatgevende omstandigheden aanwezig blijft. Er is nog onderzoek nodig om hiervoor een methode te ontwikkelen. Behalve lokaal onderzoek is het ook mogelijk om de constructie na te bouwen in een grootschalige modelproef, bijvoorbeeld in de Deltagoot van Deltares.
Belangrijke parameters in de nauwkeurige rekenmethodes zijn:

- de leklengte Λ
- de invloedsfactoren Γ
- de waterdoorlatendheid van de toplaag
- de mate van klemming
- het stijghoogteverschil over de toplaag.

De leklengte en invloedsfactoren worden niet rechtstreeks ingevoerd door de ontwerper of toetser, maar worden door STEENTOETS berekend aan de hand van de ingevoerde waarden voor de golfparameters en constructieve eigenschappen als laagdikte, spleetbreedte tussen toplaagelementen en materiaaleigenschappen.

Bepaalde parameters kunnen echter (met enige moeite en onzekerheid) ook rechtstreeks worden gemeten, waardoor een deel van de conservatieve aannamen in de berekening niet meer nodig is. Dit geldt met name voor de waterdoorlatendheid van de toplaag in combinatie met de wrijving/klemming tussen de toplaagelementen.

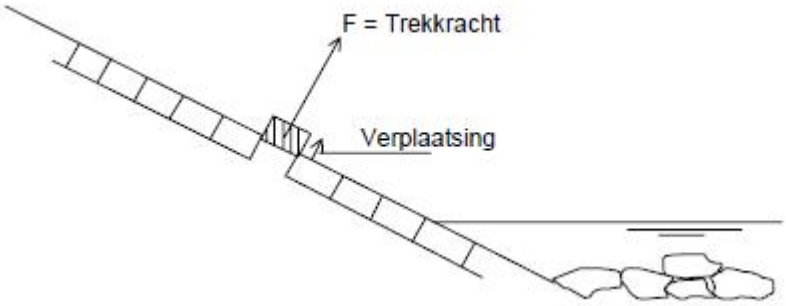
De waterdoorlatendheid van de toplaag wordt door STEENTOETS bepaald aan de hand van met name de spleetbreedte tussen de toplaagelementen en de toplaagdikte. De werkelijk aanwezige waterdoorlatendheid kan bijvoorbeeld worden geschat door de zaksnelheid van het water in een op het talud geplaatste bak te meten. Het is daarbij van belang om een parallelle stroming te veroorzaken; dit kan worden bereikt door te werken met een binnenbak (waarin de meting plaatsvindt) en een buitenbak, waarin het water even snel moet zakken als in de binnenbak. Een voorbeeld van de opstelling staat in Figuur 1. Deze werkwijze is in de praktijk alleen bruikbaar als de toplaag relatief ondoorlatend is en als de granulaire laag juist wel een grote doorlatendheid heeft. De vastgestelde waarde kan niet rechtstreeks worden ingevuld in STEENTOETS, maar eventueel wel via een omweg. De geavanceerde analyse kan verder worden uitgevoerd met de achtergrondformules van STEENTOETS, of door de inzet van specialisten.



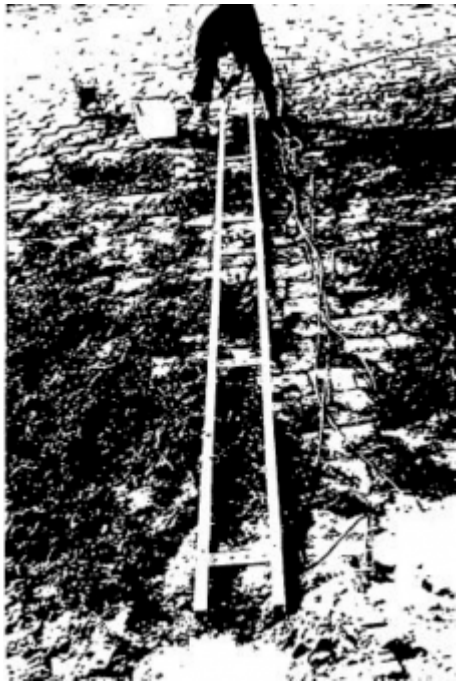
Figuur 1 Meting toplaagdoorlatendheid.

De mate van klemming kan worden bepaald met behulp van trekproeven. Daarbij wordt één

toplaagelement uit de bekleding getrokken met behulp van een speciaal ontwikkelde trekkar; hierbij wordt de kracht gemeten waarbij een verplaatsing van maximaal 25 mm loodrecht op het talud mag optreden. Per bekledingsvlak zijn meerdere proeven nodig omdat met statistische methoden de minimale klemming moet worden bepaald en bovendien omdat de resultaten sterk afhankelijk kunnen zijn van het niveau op het talud. Het benodigde aantal proeven is groter als de wrijving / klemming groter is. De opstelling is geschetst in Figuur 2. In het verleden werden de resultaten vergeleken met een landelijk gegevensbestand, maar die werkwijze wordt niet meer gevolgd omdat een golfbelasting (belasting over meerdere toplaagelementen tegelijk) anders is dan de belasting bij een trekproef (belasting op één toplaagelement).



Figuur 2 Trekproeven.



Figuur 3 Getijmeting.

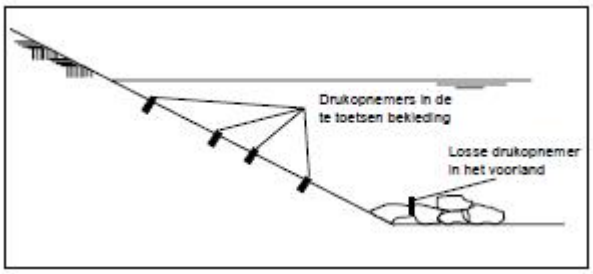
Het stijghoogteverschil over de toplaag is in STEENTOETS het resultaat van berekeningen waarin bijna alle parameters worden betrokken (waaronder de waterdoorlatendheid van de toplaag, zie boven). Het werkelijke stijghoogteverschil kan in de praktijk vanzelfsprekend niet gemeten worden bij de maatgevende omstandigheden, maar wel bij omstandigheden die zich vaker voordoen. Met behulp van drukopnemers in de bekleding kan worden bepaald hoe de waterdruk binnen in de bekleding (onder de toplaag) varieert als functie van de waterbeweging op het talud. Door de meting na te rekenen kan een ‘best fit’ worden verkregen; deze geeft informatie over de doorlatendheden in het prototype. Deze informatie kan worden gebruikt om met behulp van geavanceerde

rekenprogramma's te extrapoleren tot aan de maatgevende omstandigheden. Er wordt onderscheid gemaakt tussen drie soorten prototype-doorlatendheidsmetingen: getijmetingen, inpompproeven en stormmetingen. Voor het gebruik van de geavanceerde rekenprogramma's dient contact opgenomen te worden met specialisten.
Getijmetingen kunnen in de eerste plaats zinnig zijn voor gepenetreerde steenzettingen, maar zijn ook wel uitgevoerd voor ingezande bekledingen. Bij deze proef wordt het laagfrequente drukverloop in de granulaire laag gemeten dat ontstaat door het stijgen en dalen van de waterspiegel gedurende één getij. Hiertoe worden in de granulaire laag op verschillende hoogtes waterspanningsmeters geplaatst en wordt bij de teen een drukopnemer geplaatst die de getijwaterstand registreert (zie Figuur 3 en Figuur 4). Om de benodigde extrapolatie naar maatgevende omstandigheden zoveel mogelijk te beperken is het belangrijk om bij een zo hoog mogelijk getij te meten.

Op basis van de doorlatendheden van toplaag en filterlaag, die bepaald kunnen worden uit simulatie van de getijmeting met een niet-stationair grondwaterstromingsmodel, kan voor maatgevende omstandigheden worden berekend hoe groot naar verwachting de statische overdruk onder de bekleding kan worden. In theorie is deze waarde:

$\Phi_{opw} = c \cdot (h_{boven} - h_{onder})$ (1)

met:
Φ_{opw} = maximaal opwaarts stijghoogteverschil over de toplaag [m]
c = coëfficiënt [-]
h_{boven} = bovengrens van de bekleding [m+NAP]
h_{onder} = ondergrens van de bekleding [m+NAP]



Figuur 4 Opstelling getijmeting.

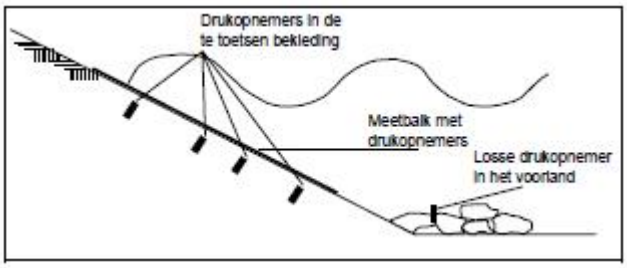
Indien er verder niets bekend is wordt voor c de waarde 1 aangehouden. Dit betekent dat er over de volledige hoogte waarover de bekleding aanwezig is, een hydrostatische waterdruk wordt aangenomen. Uit de in de praktijk uitgevoerde getijmetingen volgt dat c meestal waarden tussen 0,3 en 0,8 heeft. In een enkel geval wordt zelfs vrijwel geen waterdruk gevonden, bijvoorbeeld als de ondergrond betrekkelijk doorlatend is, waardoor water dat via de toplaag in de granulaire laag komt makkelijk in de ondergrond draineert. Er kan dan geen hoge freatische lijn in de granulaire laag ontstaan.

Om statische wateroverdrukken te simuleren kan ook een infiltratiemeting worden uitgevoerd. Hierbij wordt doelbewust zoveel mogelijk water in de granulaire laag geïnfiltreerd zodat er wateroverdrukken onder de gepenetreerde toplaag ontstaan. Er worden als het ware 'maatgevende' omstandigheden gecreëerd, waarmee het gedrag van de constructie onder die omstandigheden wordt gemeten. In 2001 is bij Kruiningen voor het eerst zo'n proef uitgevoerd (zie Figuur 5). Dit is in 2002 op twee andere locaties herhaald.



Figuur 5 Infiltratiemeting in Kruiningen.

Het principe van de infiltratieproef is eenvoudig. Aan de bovenzijde van de te beproeven gepenetreerde bekleding wordt een infiltratiesleuf van 50 meter lang gegraven. In de sleuf wordt water gepompt dat in de granulaire laag verdwijnt. Gedurende tenminste één getij wordt het gedrag van de bekleding gemonitord.



Figuur 6 Opstelling stormmeting.

Bij een stormmeting wordt juist het hoogfrequente verloop (meetfrequentie 25 à 50 Hz) gemeten van golfdrukken op het talud en de reactie daarop van waterdrukken in de granulaire laag. Op het talud is een meetbalk met drukopnemers gemonteerd die op verschillende hoogtes de golfdrukken registreert (zie Figuur 6). In de granulaire laag zijn ook op verschillende hoogtes waterspanningsmeters aangebracht. Gedurende verschillende tijdstippen van een storm worden drukken en waterspanningen simultaan gemeten, door de meting te simuleren met geavanceerde rekenprogramma's.

Ook hier geldt dat de meting het liefst wordt uitgevoerd bij condities die zo dicht mogelijk bij de maatgevende omstandigheden liggen. Stormmetingen leveren een redelijk resultaat bij windkrachten vanaf minimaal 7 Bft, maar bij voorkeur tenminste 8 Bft. Vanwege de veiligheid bij uitvoering ligt de bovengrens op 9 à 10 Bft. Een voor de hand liggend nadeel van de stormmeting is dat deze maar één of enkele keren in een jaar uitgevoerd kan worden. Verder blijft de informatie grotendeels beperkt tot de getijzone plus iets daarboven, tenzij de storm toevallig ook een zeer hoge waterstand veroorzaakt.

Gebruik geavanceerde rekenmodellen

Voor het uitvoeren van een geavanceerde analyse is in de eerste plaats soms mogelijk om rechtstreeks gebruik te maken van de resultaten van modelproeven die aan de basis staan van STEENTOETS. Vanzelfsprekend is dit alleen mogelijk voor steenzettingen waarvan sterkte en belasting voldoende overeenstemmen met sterkte en belasting in de modelproef.

Een andere mogelijkheden is het gebruik maken van specialistische rekenprogramma's. Hiermee kan het verloop van de stijghoogte in de bekleding nauwkeurig worden gesimuleerd.

Ten derde is het mogelijk om de randvoorwaarden ter plaatse van de teen nauwkeuriger te berekenen met een specialistisch rekenprogramma als TRITON.

Beschouwing van bewezen sterkte

In sommige gevallen kan worden beredeneerd dat de maatgevende omstandigheden zich al hebben voorgedaan; als de bekleding in die omstandigheden geen schade heeft opgelopen kan alsnog een score 'goed' worden gegeven. Als kan worden aangetoond dat de opgetreden waterdruk in de bekleding gelijk is aan de waterdruk in maatgevende omstandigheden en de bekleding is niet beschadigd, dan heeft de bekleding haar sterkte bewezen. In de praktijk is het zeer moeilijk om voor een concreet bekledingsvak aan te tonen dat het veilig is op basis van bewezen sterkte: daarvoor moet worden aangetoond dat alle parameters op éénzelfde moment in het verleden dezelfde of een ongunstiger waarde hebben gehad dan de ontwerp- of toetswaarden.

De kans op succes is groter voor een andere vorm van bewezen sterkte: voor specifieke bekledingstypen die op een bepaalde locatie een zware, maar niet maatgevende belasting hebben ondergaan, is aangetoond dat ze een zekere sterkte kunnen leveren. Op basis daarvan kan worden aangetoond dat het betreffende bekledingstype toepasbaar is op een andere locatie met minder zware randvoorwaarden. Specifiek kan dit bijvoorbeeld gelden voor ingezande en ingeslibde basaltzuilen. Ook bij deze werkwijze moet worden aangetoond dat alle relevante parameters in het praktijkgeval niet gunstiger waren dat de rekenwaarden van het bekledingsvak dat wordt getoetst. Er is nader onderzoek nodig om hiervoor een methode te ontwikkelen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Materiaaltransport vanuit de ondergrond

Materiaaltransport vanuit de ondergrond

Voor materiaaltransport vanuit de ondergrond is geen toetsmethodiek beschikbaar.

Materiaaltransport vanuit de granulaire laag (ZMG)

De geavanceerde analyse voor dit beoordelingsspoor bestaat uit een nauwkeurige analyse van de bestaande situatie en vergelijking daarvan met de meetresultaten uit het Deltagootonderzoek. Geavanceerde analyse zal niet vaak nodig zijn omdat de standaardsorteringen die in de praktijk voor de granulaire laag worden toegepast, voldoen aan de rekenregel voor hydraulisch-dicht.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Invloed vlijlagen op materiaaltransport vanuit de ondergrond

Materiaaltransport vanuit de ondergrond: als een vlijlaag van minimaal twee lagen baksteen in goede staat op de ondergrond van klei of keileem ligt, kan een score 'goed' worden gegeven voor materiaaltransport vanuit de ondergrond.

De aanwezigheid van een vlijlaag kan worden afgeleid uit contractgegevens, maar daaruit volgt natuurlijk geen informatie over de staat. Die kan wellicht wel volgen uit oude meetgegevens in het archief.

Aanwezigheid, staat en aantal lagen kunnen ook worden bepaald door de bekleding open te breken.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Nadere analyse van de erosie van de onderlagen (ZEO)

Een geavanceerde analyse voor Erosie van de onderlagen kan de moeite lonen als de dijk relatief breed is, er relatief veel klei aanwezig is in de dijk of als de golfhoogte relatief klein is.

Er wordt dan doorgaans gestart met een uitgebreid onderzoek naar de dikte en eigenschappen van de kleilaag en de eigenschappen van de kern van de dijk. Tevens wordt aandacht besteed aan de verwachte belastingduur en het waterstandverloop gedurende de toetsstorm.

Vervolgens zal op basis van de meest recente onderzoeksresultaten op het gebied van reststerkte een probabilistische analyse van de kans op een doorbraak uitgevoerd kunnen worden. Hiervoor is de hulp van specialisten onontbeerlijk.

Versie 1.0: 2 juli 2025

5.2 Asfalt

Model AGK - Bezwijken van de asfaltbekleding ten gevolge van golfklappen

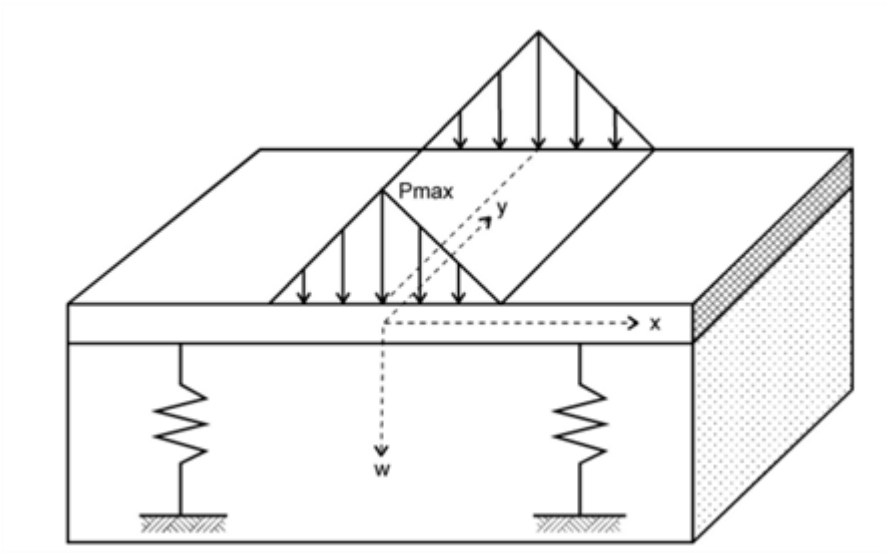
Voor het initiële mechanisme Bezwijken asfaltbekleding ten gevolge van golfklappen (AGK) wordt beschouwd in welke mate een asfaltbekleding, met of zonder funderingsla(a)g(en), een hoge golfbelasting kan weerstaan. Voor de generieke analyse van dit initiële mechanisme wordt gebruik gemaakt van het rekenmodel GOLFKLAP en kan de software 'BM – Asfalt Golfklap' worden gebruikt. Dit artikel gaat in op het model en de voor de met de software uit te voeren analyse benodigde parameters.

Merk op dat het mechanisme alleen van toepassing is voor asfaltbekledingen in de golfklapzone. Het model is alleen bruikbaar voor asfaltbekleding van waterbouwasfaltbeton (WAB). Dit vraagt wel om specialistische kennis (bijvoorbeeld voor het afleiden van de voor het model te gebruiken rekenwaarden van de verschillende constructieparameters).

Model generieke analyse

Een asfaltbekleding van waterbouwasfaltbeton wordt binnen het rekenmodel GOLFKLAP beschouwd als een homogene plaat van uniforme dikte die verend wordt ondersteund door veren met een ruimtelijk constante veerconstante. In de generieke analyse van het initiële mechanisme AGK wordt ervan uitgegaan dat golfklappen buiging in de plaat veroorzaken en dat de optredende spanning als gevolg van deze doorbuiging de buigtreksterkte van de plaat niet mag overschrijden. Door herhaalde golfklappen treedt vermoeiing van het materiaal op waardoor het verzwakt. Het bezwijkcriterium van het asfalt is het begin van scheurvorming.

Voor het uitvoeren van de vermoeiingsberekening wordt de golfklap geschematiseerd tot een driehoeksbelasting, zie Figuur 1.



Figuur 1 Schematisatie belasting golfklap op asfaltbekleding.

Een golfklap kan worden beschouwd als een drukstoot die over een zekere breedte werkt. De maximale drukstoot wordt bepaald door de significante golfhoogte ten gevolge van loodrecht invallende golven en de stootfactor. In het geval van schuin invallende golven kan handmatig de golfhoogte worden aangepast tot een equivalent loodrecht invallende golf (zie artikel Proeven met de golfoverslagsimulator). Golfbelastingen zijn niet uniform: zowel de grootte als de breedte van de drukstoot is variabel. Voor zowel de grootte als breedte wordt daarom gewerkt met kansdichtheidfuncties. Dit resulteert in een groot aantal verschillende belastingcombinaties (en dus een groot aantal verschillende spanningen in de bekleding). Merk op dat de stootfactor afhankelijk is van de taludhelling.

Voor elke golfklap tijdens een storm wordt de optredende spanning in de asfaltbekleding bepaald. Omdat de optredende spanning afhankelijk is van de locatie op het buitentalud in de golfklapzone, wordt voor meerdere niveaus op het buitentalud de optredende spanning bepaald. Voor elk niveau wordt bij de optredende spanning het aantal klappen vergeleken met het bij die spanning toelaatbare aantal klappen om de vermoeiingsschade te bepalen. De uiteindelijke vermoeiingsschade op een niveau is gelijk aan de som van alle afzonderlijke vermoeiingsschades. Het niveau waarvoor de som van de vermoeiingsschade maximaal is, is bepalend voor het resultaat. De maximale vermoeiingsschade wordt ook wel de Minersom genoemd.

Voor de formules voor het bepalen van de drukstoot en optredende spanning wordt verwezen naar [De Looff, et al., 2006].

Let wel: de veronderstellingen die worden gedaan onderliggende aan het model, zoals een constante laagdikte van asfalt, en een ruimtelijk constante equivalente veerconstante van de ondersteuning van de plaat, geven niet per definitie de grootste spanningen in een plaat. Verwacht wordt dat bij een semi-probabilistische toepassing van het AGK-model er voldoende conservatisme in het model zit om de impact van de veronderstellingen teniet te doen. Bij het toepassen in een probabilistische setting is het mogelijk dat kansen op bezwijken iets kunnen worden onderschat.

Toepassingsvoorwaarden model

Wanneer het model wordt gebruikt voor het bepalen van de Minersom voor het asfaltmengsel WAB dan gelden de volgende toepassingsvoorwaarden:

- Het WAB bestaat uit één of meerdere goed gehechte lagen.

- De significante golfhoogte is niet groter dan 3,0 m.
- De freatische lijn reikt niet onder het niveau van de onderzijde van het WAB.
- Het WAB is minimaal 0,1 m dik.

Software generieke analyse

Met de software BM – Asfalt Golfklap kan worden geanalyseerd of de asfaltbekleding voldoende weerstand biedt tegen golfklappen. Bij deze analyse wordt met de software voor meerdere punten op het buitentalud in de golfklapzone de maximale vermoeiingsschade bepaald.

Deze vermoeiingsschade is afhankelijk van het belastingverloop en de eigenschappen van de asfaltbekleding.

Parameters software

Voor de generieke analyse met BM – Asfalt Golfklap moeten verschillende parameters ingevoerd worden.

Geometrie

Voor het bepalen van de te gebruiken stootfactoren vereist de software een schematisatie van het dijkprofiel. Daarnaast moet ook het niveau van de boven- en onderzijde van de asfaltbekleding worden opgegeven in de software. Aan de hand van beide niveaus bepaalt de software voor welke punten op het buitentalud de Minersom bepaald moet worden.

Constructieparameters

Voor het berekenen van de optredende spanning als gevolg van een golfklap vereist de software de rekenwaarde van de volgende eigenschappen van de asfaltbekleding:

- Dikte asfaltbekleding
- Stijfheid asfaltbekleding
- Beddingsconstante van de ondergrond

De rekenwaarden van de volgende eigenschappen van de asfaltbekleding worden gebruikt voor het bepalen van het aantal lastherhalingen bij bezwijken:

- Buigtreksterkte asfaltbekleding
- Vermoeiingsparameter v_α en v_β

Hydraulische belasting

Bij de generieke analyse van het initiële mechanisme AGK wordt voor de asfaltbekleding een schatting van de doorsnedefaalkans gemaakt. Voor het bepalen van de belastingduur per tijdstap zijn de opzet van de waterstand tijdens de storm en de golfcondities per waterstandsniveau benodigd. Merk op dat de maximale buitenwaterstand en golfcondities per waterstandsniveau afhankelijk zijn van de voor de generieke analyse gebruikte herhalingstijd.

Doorsnedefaalkans

De met behulp van de bij de generieke analyse bepaalde Minersom kan worden vertaald naar een doorsnedefaalkans door de relaties tussen de veiligheidsfactor en betrouwbaarheidsindex uit de WBI2017 [Klerk en Kanning, 2014] om te draaien. Dit geldt bij een maximale vaklengte van 1000 m. Daarbij geldt er een afhankelijkheid van variatiecoëfficiënt van de buigtreksterkte. Er geldt:

$$\beta_{dsn} = c_b \left[\frac{\left(-\gamma_{s,impl} + \left(-\Phi^{-1}\left(P_{belasting}\right) c_{norm} \right) \right)}{c_a} \right] \qquad (1)$$

$$\gamma_{s,impl} = \log_{10}(1{,}77\ M_{max}) \qquad (2)$$

$$\beta_{dsn}(V(\sigma_b)) = \beta_{dsn,jong\ asfalt} + \frac{\beta_{dsn,oud\ asfalt} - \beta_{dsn,jong\ asfalt}}{0{,}15} \left(\max(V(\sigma_b); 0{,}2) - 0{,}2 \right) \qquad (3)$$

Hierin is:

c_a constante waarvan de te hanteren waarde afhankelijk is van het watersysteem en $V(\sigma_b)$ [-]

c_b constante waarvan de te hanteren waarde afhankelijk is van het watersysteem en $V(\sigma_b)$ [-]

c_{norm} constante waarvan de te hanteren waarde afhankelijk is van het watersysteem en $V(\sigma_b)$ [-]

$V(\sigma_b)$ variatiecoëfficiënt van de buigtreksterkte [-]. Voor jonge en oude asfaltbekleding geldt respectievelijk $V_{\sigma b} \leq 0{,}20$ en $V_{\sigma b} = 0{,}35$

$\Phi(\chi)$ verdelingsfunctie voor de standaard normale verdeling [-]

$P_{belasting}$ overschrijdingsfrequentie van de in analyse gebruikte belasting [1/jaar]

$Y_{s,impl}$ geïmpliceerde veiligheidsfactor [-]

M_{max} maximale Minersom [-]

$\beta_{dsn,oud\ asfalt}$ geïmpliceerde betrouwbaarheidsindex voor oud asfalt [-]

$\beta_{dsn,jong\ asfalt}$ geïmpliceerde betrouwbaarheidsindex voor jong asfalt [-]

In onderstaande tabel zijn voor jonge en oude asfaltbekledingen van WAB op zand de waarden voor de constanten voor verschillende watersystemen weergegeven.

Tabel 1 Waarden van parameters voor het vertalen van de Minersom voor een asfaltbekleding van WAB op zand naar de doorsnedefaalkans.

Watersysteem	**Leeftijd asfalt**	***V*(σ_b) [-]**	***c*$_a$ [-]**	***c*$_b$ [-]**	***c*$_{norm}$ [-]**
Hollandse Kust, Westerschelde	jong	0,20	0,52	1,97	0,33
Hollandse Kust,	oud	0,35	0,61	1,99	0,34

Westerschelde					
Waddenzee Oost, Waddenzee West	jong	0,20	0,57	2,37	0,29
Waddenzee Oost, Waddenzee West	oud	0,35	0,68	2,47	0,26
IJsselmeer, Markermeer	jong	0,20	0,74	1,28	0,66
IJsselmeer, Markermeer	oud	0,35	0,82	1,37	0,68

Merk op dat de variatiecoëfficiënt van de buigtreksterkte volgt uit de bij het mechanisch (laboratorium)onderzoek verkregen set met buigtreksterktes. Mocht uit het onderzoek blijken dat de variatiecoëfficiënt kleiner is dan 0,20 dan wordt gerekend met een waarde van 0,20. Voor waarden tussen 0,20 en 0,35 kan lineair geïnterpoleerd worden.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Voorbeeld van een toepassing van het rekenmodel AGK

De sterkte van de bekleding wordt bepaald met veldmetingen en laboratoriumonderzoek. De methode is uitgebreid beschreven in het artikel Model AGK - Bezwijken van de asfaltbekleding ten gevolge van golfklappen.

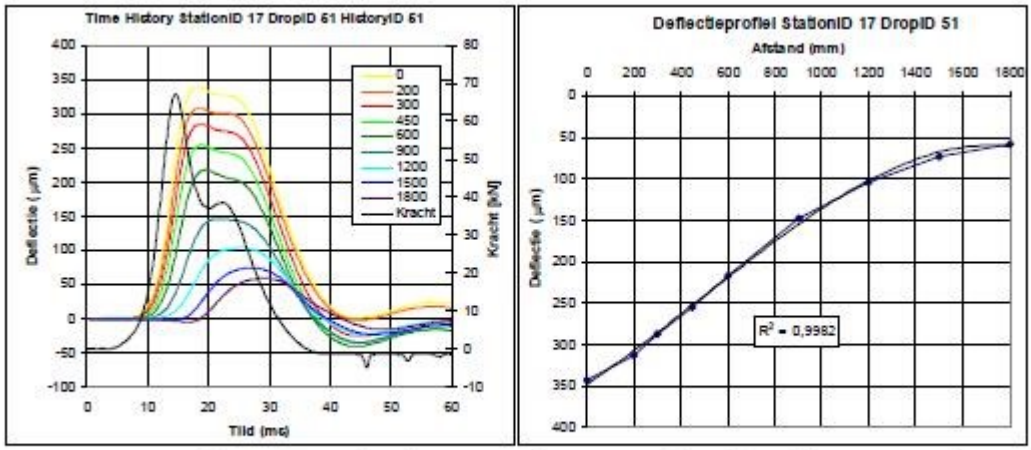
Verondersteld wordt dat de asfaltbekleding op deze dijkstrekking nooit eerder is getoetst.

Ook voor de gedetailleerde methode is het noodzakelijk basisinformatie te verzamelen. Als dit in de eerste fase van de toetsing nog niet is uitgevoerd, is het van belang om deze informatie alsnog te verzamelen.

Vervolgens wordt een meetplan opgesteld waarin beschreven is welke metingen uitgevoerd moeten worden, wat de locatie is waar gemeten moet worden, en wat de contactgegevens zijn van de beheerder en degene die de meting uitvoert. De metingen die worden uitgevoerd zijn valgewicht-deflectiemetingen en radarmetingen.

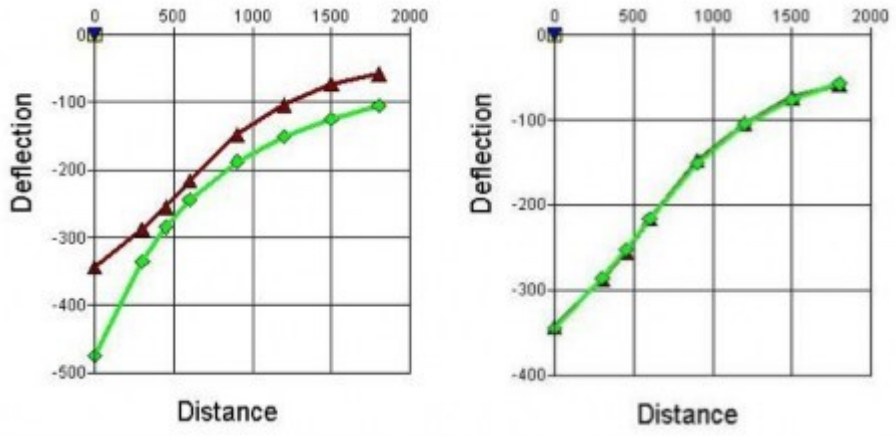
Het doel van het uitvoeren van valgewicht-deflectiemetingen is het bepalen van de stijfheid van de bekleding en de ondergrond onder belasting van een gewicht. Door de verplaatsing van het asfalt onder de belasting te meten kan de stijfheid van de asfaltlaag en de ondergrond worden bepaald. De meting wordt uitgevoerd over een meetraai met een afstand van 25 meter tussen de meetpunten. Een voorbeeld van gemeten verplaatsingen op verschillende afstanden van het lastcentrum en de gemeten kracht is gegeven in Figuur 1.

Het deflectieprofiel uit Figuur 1 wordt benaderd met een theoretisch deflectieprofiel waar de stijfheden van bekend zijn. Dit gebeurt middels een iteratief proces dat is uitgebeeld in Figuur 2.



Figuur 7-7: Links: gemeten kracht en verplaatsing in de tijd. Rechts: maximale verplaatsing op verschillende afstanden van het lastcentrum

Figuur 1 Links: gemeten kracht en verplaatsing in de tijd. Rechts: maximale verplaatsing op verschillende afstanden van het lastcentrum.



Figuur 2 Links: startpositie iteratie; rechts: optimale benadering.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Model ASP - Bezwijken asfaltbekleding door ontstaan S-profiel

Voor het initiële mechanisme Bezwijken asfaltbekleding door ontstaan S-profiel (ASP) wordt gekeken of een asfaltbekleding, met of zonder funderingslaag/funderingslagen, door vervorming van de ondergrond kan bezwijken. Voor de generieke analyse van dit initiële mechanisme wordt gebruik gemaakt van een evenwichtsbeschouwing. De tekst hieronder gaat in op het model en de voor de analyse te gebruiken parameters.

Merk op dat het mechanisme alleen van toepassing is voor asfaltbekledingen in de golfklapzone én wanneer onder extreme omstandigheden de grondwaterstand tot onder de asfaltbekleding reikt.

Model generieke analyse

Bij de generieke analyse van het initiële mechanisme ASP wordt nagegaan of de asfaltbekleding inclusief eventueel aanwezige fundering voldoende weerstand kan bieden tegen de opwaartse druk

als gevolg van golfterugtrekking. Daarbij kan de volgende evenwichtsbeschouwing uit [De Looff, et al., 2020] worden gebruikt:

$$\Delta_a d_a \cos\alpha + \Delta_f d_f \cos\alpha > \Phi_{frea} - \Phi_{min10\%} \qquad (1)$$

Waarin:

Δ_a $\frac{(\rho_a - \rho_w)}{\rho_w}$ = relatieve soortelijke massa van het asfalt [-]

ρ_a soortelijke massa asfalt [kg/m^3]

ρ_w soortelijke massa water [kg/m^3]

d_a dikte asfaltbekleding [m]

Δ_f $\frac{(\rho_f - \rho_w)}{\rho_w}$ = relatieve soortelijke massa van het fundering [-]

ρ_f soortelijke massa fundering [kg/m^3]

d_f dikte fundering [m]

α taludhelling asfaltbekleding [°]

Φ_{frea} verticaal gemeten afstand freatische lijn tot de buitenwaterstand (negatief als de freatische lijn lager is dan de buitenwaterstand) [m]

$\Phi_{min10\%}$ minimale stijghoogte aan de voet van het stijghoogtefront tijdens het optreden van het golffront met 10% onderschrijdingsfrequentie [m]

De maatgevende situatie voor dit mechanisme treedt niet per definitie op bij de hoogste buitenwaterstand. Mogelijk maatgevende situaties zijn:

- De buitenwaterstand waarbij de freatische lijn in het dijklichaam het hoogst is.
- De buitenwaterstand waarbij de golfhoogte maximaal is.
- De buitenwaterstand waarbij de stijghoogte onder het asfalt maximaal is.

Het verloop van de freatische lijn en de buitenwaterstand tijdens extreme omstandigheden kan volgen uit extrapolatie van daadwerkelijk gemeten grondwaterstanden in het dijklichaam, berekeningen met een niet-stationair grondwaterstromingsprogramma.

De maatgevende waarde van de minimale stijghoogte (altijd een negatieve waarde) kan worden berekend met de volgende formule:

$$\frac{\Phi_{min10\%}}{H_{m0}} = \max\left[-0{,}14\left(\frac{\xi_{op}}{\sqrt{\tan\alpha}}\right)^{1{,}25}; \frac{-2{,}1}{1+\frac{0.9}{\sqrt{\xi_{op}}}}\right] \qquad (2)$$

Merk op dat de maximale buitenwaterstand en de golfcondities per waterstandsniveau afhankelijk zijn van de voor de generieke analyse gebruikte herhalingstijd.

Toepassingsvoorwaarden model

Om het gewicht van de funderingslaag mee te mogen rekenen moet de waterdoorlatendheid van het funderingsmateriaal op alle locaties klein genoeg (10^{-6} m/s) zijn, zo klein dat geen wateroverdrukken meer optreden tegen de onderzijde van het asfalt.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Model AWO - Bezwijken van de asfaltbekleding ten gevolge van wateroverdrukken

Voor het initiële mechanisme Bezwijken asfaltbekleding ten gevolge van wateroverdrukken (AWO) wordt gekeken of statische wateroverdrukken onder de asfaltbekleding kunnen leiden tot bezwijken van de asfaltbekleding. Voor de generieke analyse van dit initiële mechanisme wordt gebruik gemaakt van een evenwichtsbeschouwing. De tekst hieronder gaat in op het model en de voor de analyse te gebruiken parameters.

Merk op dat het mechanisme alleen van toepassing is wanneer onder extreme omstandigheden de grondwaterstand tot onder de asfaltbekleding reikt.

Model generieke analyse

Bij de generieke analyse van het initiële mechanisme AWO wordt nagegaan of de asfaltbekleding inclusief eventueel aanwezige onderlaag voldoende weerstand kan bieden tegen de wateroverdruk die ontstaat als gevolg van een snelle val van de buitenwaterstand. Hierbij wordt de aanwezige laagdikte vergeleken met de vereiste laagdikte door de volgende evenwichtsbeschouwing te gebruiken:

$$d_a + \left(\frac{\rho_f}{\rho_a}\right) d_f + 0{,}65 d_{klei} > 0{,}21 \left(\frac{0{,}96}{\cos^{1{,}4}\alpha}\right) z R_w \frac{\rho_w}{(\rho_a - \rho_w)} \qquad (1)$$

Waarin:

d_a dikte asfaltbekleding [m]

ρ_f soortelijke massa fundering [kg/m^3]

ρ_a soortelijke massa asfaltbekleding [kg/m^3]

d_f dikte fundering [m]

d_{klei} dikte kleilaag [m]

α taludhelling asfaltbekleding [°]

z hoogteverschil tussen de maatgevende grondwaterstand MGWS en het niveau van de onderrand van de gesloten bekleding = a + v [m]

MGWS maatgevende grondwaterstand = GWS + f_{MGWS} (h GWS)^1 [m+NAP][1]

GWS gemiddelde buitenwaterstand [m+NAP]

f_{MGWS} factor voor de maatgevende grondwaterstand [-]. Deze factor is afhankelijk van het watersysteem:

Tabel 1 Factor voor maatgevende grondwaterstand

Watersystemen	fMGWS
Bovenrivieren, benedenrivieren	0,3
Meren	0,2
Zee, Oosterschelde, Westerschelde en Europoort	0,5

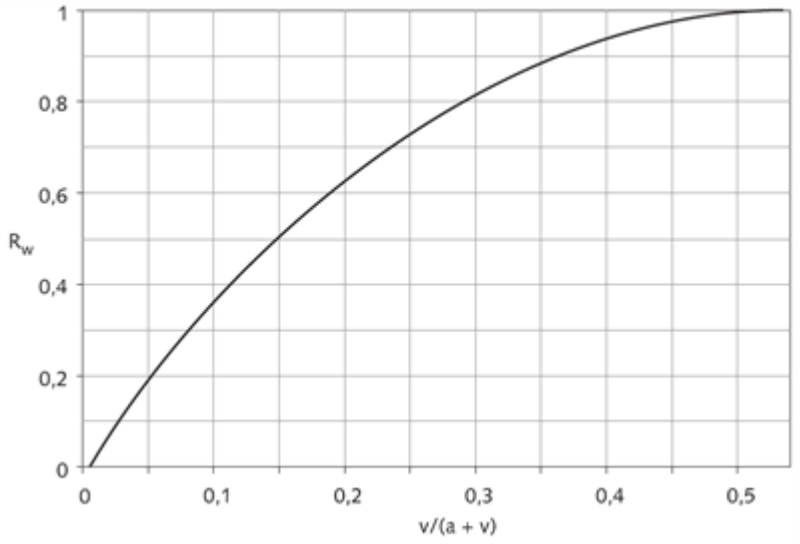
h buitenwaterstand [m+NAP]

a verticaal gemeten afstand van het niveau van de onderrand van de gesloten bekleding tot het niveau van de TMWS of GWS [m]

TMWS de buitenwaterstand waarbij theoretisch de wateroverdrukken maximaal zijn = GWS +0,53 (a + v) [m+NAP]

v verticaal gemeten afstand van het niveau van de MGWS tot het niveau van de TMWS of GWS [m]

R_w reductiefactor voor vereiste laagdikte wanneer TMWS lager ligt dan GWS [-]. Deze factor volgt uit onderstaande kromme:



Figuur 1 Kromme.

ρ_w soortgelijke massa water [kg/m^3]

Toepassingsvoorwaarden model

De evenwichtsbeschouwing is alleen beschikbaar voor situaties waarin:

1. De asfaltbekleding ligt op een (funderingslaag en/of kleilaag en het) dijklichaam van homogeen zand of een ander materiaal met vergelijkbare doorlatendheid. De ondergrond is vergelijkbaar met het materiaal van dijklichaam.

2. De asfaltbekleding ligt op een (funderingslaag en/of kleilaag en het) dijklichaam van homogeen zand of een ander materiaal met doorlatendheid die kleiner is dan 10^{-7} m/s. De ondergrond bestaat uit een minimaal 1 meter dikke slecht doorlatende deklaag én het dichte buitentalud sluit aan op deze deklaag.

[1] Deze formule geldt voor een asfaltbekleding die ligt op een dijklichaam van homogeen zand of een ander materiaal met vergelijkbare doorlatendheid. De ondergrond is vergelijkbaar met het materiaal van dijklichaam. Voor situaties waarbij in de ondergrond een slecht doorlatende laag aanwezig is kan deze formule niet gebruikt worden en kan het 'Technisch rapport waterspanningen bij dijken' [Van der Meer, et al., 2004] worden gebruikt bij het bepalen van de MGWS.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Voorbeeld van een toepassing van het rekenmodel AWO

De toetsing op wateroverdrukken wordt uitgevoerd om vast te stellen of de asfaltbekleding kan worden opgedrukt door water dat zich in de dijk bevindt. Tijdens een storm wordt de dijk verzadigd met water. Na de storm neemt de buitenwaterstand af waardoor het water in de dijk tegen de dichte asfaltbekleding drukt.

De toetsing bestaat uit drie stappen. De voorselectie in stap 1 bepaalt of de bekleding getoetst moet worden voor wateroverdrukken en of een eenvoudige of geavanceerde methode noodzakelijk is. In stap 2 is de eenvoudige toetsing beschreven. Stap 3 geeft handvatten voor het uitvoeren van een geavanceerde toetsing.

Als de asfaltbekleding is aangelegd op een kleikern is de score van de toetsing op wateroverdrukken ‘goed’. Is de bekleding op zand aangelegd of bevindt zich een zandlaag onder de kleilaag onder het asfalt dan kan de eenvoudige methode worden toegepast.

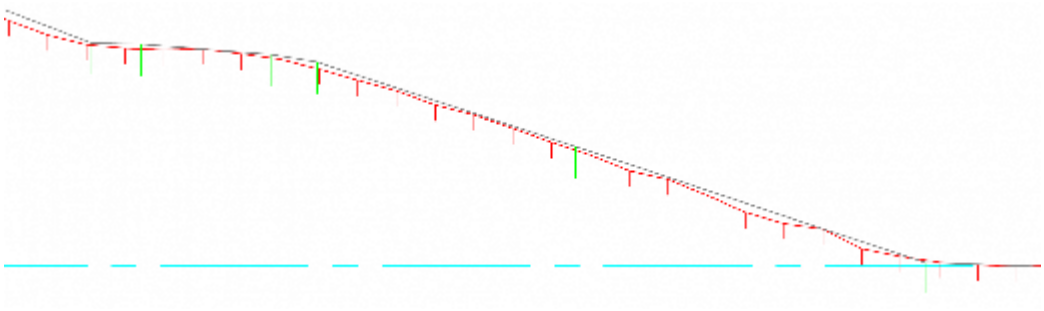
De asfaltbekleding in de dijkvakken 1 en 2 is direct op het zand aangebracht. De eenvoudige methode is dus van toepassing.

De eerste toets die wordt uitgevoerd is of de maatgevende grondwaterstand boven de onderzijde van de bekleding ligt.

De maatgevende grondwaterstand ligt op NAP +2,45 meter. De onderzijde van de bekleding op dijkvak 1 ligt op NAP +1,50 meter. Op dijkvak 2 ligt de onderzijde op NAP +1,45 meter. De onderzijde van de bekleding ligt onder de maatgevende grondwaterstand zodat er een kans is op wateroverdrukken.

In het volgende deel van stap 2 wordt getoetst of de waterdruk groter is dan het gewicht van de bekleding en eventuele kleilagen. Voor deze stap moet bekend zijn wat de laagdikte en de dichtheid van de bekleding is en wat de taludhelling is. Daarnaast moet de aanwezigheid van een waterdichte teenconstructie bekend zijn en de eigenschappen hiervan. Berekend wordt welke laagdikte nodig is om wateroverdrukken te voorkomen.

Voor de bekleding van dijkvak 1 is de gemiddelde laagdikte van het ondertalud 237 mm (op basis van de radarmetingen). De dichtheid van de bekleding is bepaald via de proefstukken gebruikt in de gedetailleerde toetsing op golfklappen. Deze is 2358 kg/m^3. De taludhelling is 1:4 zodat de factor Q_n = 1 (met Q_n=0,96/cos(α)1/4). Omdat er op het talud een open bekleding aanwezig is onder het asfalt, is (a+v) gelijk aan de afstand tussen MGWS en de onderzijde van de bekleding. Deze afstand is 0,95 meter.



Figuur 1 Bepaling (a+v)-waarde.

De dichtheid van zout water is 1025 kg/m³. De benodigde laagdikte wordt berekend met onderstaande formule:

$$d_{max} = 0,21 \cdot Q_n \cdot (a+v) \cdot \frac{\rho_w}{\rho_a - \rho_w} = 0,21 \cdot 1 \cdot 0,95 \cdot \frac{1025}{2358 - 1025} = 0,153 \qquad (1)$$

De benodigde laagdikte is 153 mm. Aangezien de bekleding een dikte van 237 mm heeft, is de score voor het toetsspoor wateroverdrukken ‘goed’.

De bekleding van dijkvak 2 heeft een gemiddelde dikte van 235 mm. De dichtheid van de proefstukken is 2320 kg/m³. De taludhelling is 1:4 zodat de factor Q_n = 1,0. Het verschil MGWS en de onderzijde van de bekleding is 1 meter. De minimaal benodigde laagdikte is 166 mm. Ook dit deel van de bekleding voldoet aan de minimaal benodigde laagdikte, zodat de toetsscore ‘goed’ kan worden gegeven.

In het Voorschrift toetsen op veiligheid [VTV, 2007] worden nog twee deelstappen behandeld voor het geval de dikte van de bekleding niet voldoende is.

In de derde deelstap wordt het geval behandeld waarbij de onderzijde van de gesloten bekleding ver onder de gemiddelde waterstand ligt. Omdat het niveau van de theoretisch maatgevende buitenwaterstand bepaald wordt door de locatie van deze onderzijde van de gesloten bekleding, kan het voorkomen dat de maatgevende buitenwaterstand onder de gemiddelde waterstand uitkomt. Aangezien het zeer onwaarschijnlijk is dat deze waterstand voorkomt direct na het optreden van een maatgevend hoogwater, mag een reductiefactor toegevoegd worden in de formule.

De vierde deelstap behandelt de situatie waarbij de laagdikte van de bekleding verloopt. Het kan zijn dat, door rekening te houden met deze verlopende laagdikte, de bekleding toch kan worden goedgekeurd.

Kan de score ‘goed’ niet worden gegeven op basis van de toetsregels van stap 2, dan wordt overgegeven op stap 3, de geavanceerde toetsing op wateroverdrukken.

In een geavanceerde toetsing wordt met niet-stationaire grondwaterstromingsberekeningen bepaald of de druk aan de onderzijde van de asfaltbekleding te hoog is. Als de eigenschappen van de ondergrond niet exact bekend zijn, worden verschillende berekeningen uitgevoerd waarbij de eigenschappen gevarieerd worden binnen de bekende grenzen. Zo kan inzicht verkregen worden in het risico op falen door wateroverdrukken.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Beoordeling van asfaltbekledingen op ernstige schade (AES)

De beoordeling ernstige schade wordt uitgevoerd op het deel van de bekleding dat zich in de golfoploopzone bevindt. Ook bij deze beoordeling wordt getoetst of er scheuren, naden, gaten of begroeiing aanwezig zijn. Het verschil met de toetsing op materiaaltransport is dat de eisen ten aanzien van de schades minder streng zijn.

Bij grote schades wordt de score 'twijfelachtig' gegeven. Voor deze schades is geavanceerd onderzoek nodig om vast te stellen of uittreding van materiaal uit de onderlaag mogelijk is. Is een geotextiel of zandasfalt als onderlaag aanwezig, dan is geen uittreding mogelijk en is de score 'goed'. Uitzondering hierop is de aanwezigheid van houtvormende gewassen. In de praktijk worden ook hier de schades gerepareerd in plaats van dat geavanceerd onderzoek uitgevoerd wordt.

Voor een geavanceerde analyse kan contact worden opgenomen met daartoe gespecialiseerde bureaus. Vanwege de hoge kosten van een geavanceerde analyse is reparatie van de aangetroffen schade doorgaans de beste keuze.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Beoordelen van materiaaltransport door het asfalt (AMT)

De geavanceerde toets op Materiaaltransport bestaat uit het nader onderzoek van scheuren en naden met als doel de sterkte van de gescheurde constructie te beoordelen en de aard van de scheuren en naden vast te stellen.

Voor het onderzoek worden drie kernen (diameter 100 mm) geboord op plaatsen met de grootste scheur- of naadbreedte. Aan de kernen worden de laagdikte, de scheur- of naaddiepte en het breedteverloop gemeten.

Voor een score 'goed' moet worden voldaan aan beide voorwaarden:

- De scheur of naad is niet doorgaand
- De scheur- of naaddiepte is kleiner dan de helft van de oorspronkelijke laagdikte.

Indien aan één van de voorwaarden niet wordt voldaan, wordt de score 'voldoet niet' toegekend aan het beoordelingsspoor Materiaaltransport. Bij twijfel aan het oordeel kunnen meer dan drie kernen worden geboord.

Versie 1.0: 2 juli 2025

5.3 Grasbekleding

Model GEKB - Erosie van de grasbekleding op de kruin en het binnentalud

Voor het initiële mechanisme Grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB) wordt beschouwd of de graszode erodeert als gevolg van (overloop of) golfoverslag. Voor de generieke analyse van dit mechanisme wordt gebruik gemaakt van de cumulatieve overbelastingmethode (graserosiemodel) en kan de software Riskeer worden gebruikt. Dit artikel beschrijft het graserosiemodel en gaat in op de invoerparameters voor de software.

Model generieke analyse

Het model voor het voorspellen van erosie door golfoverslag, de cumulatieve overbelastingmethode, is opgebouwd aan de hand van de resultaten van meerjarig onderzoek in het kader van SBW (Sterkte en Belastingen Waterkeringen). Bij dit onderzoek zijn golfoverslagproeven met de golfoverslagsimulator uitgevoerd om de sterkte van de grasbekleding op de kruin en het binnentalud bij golfoverslag te kunnen bepalen.

De grasbekleding wordt verzwakt door een proces van vermoeiing onder golfbelasting waardoor schade bij het optreden van een golf ontstaat. Deze schade groeit daarna verder uit door opeenvolgende golven waarbij de sterkte is afgenomen. Dit proces wordt beschreven met het cumulatieve belastingmodel. De verzwakte bekleding faalt door een dan instantane belasting. Het model werkt met de aanname dat de sterkte van de bekleding constant is in de tijd (seizoensafhankelijkheid). Het tijdsafhankelijke gedrag van de vermoeiing wordt daarbij gevat door de Minersom.

Met het model kan een verantwoorde schatting worden gemaakt van de toelaatbare belasting gegeven de kwaliteit van de grasbekleding. Het is nog geen volledig geïntegreerd model dat de relatie grondsoort-vegetatie-beheer-doorworteling-sterkte-belasting omvat, maar het model is al wel goed bruikbaar voor een analyse van de belasting en sterkte van de grasbekleding.

Op basis van de golfoverslagproeven is geconcludeerd dat niet de tijdsduur dat een snelheid op een talud aanwezig is tot schade leidt, maar veel meer de maximale snelheid zelf en het aantal overslaande golven dat de kritieke snelheid overschrijdt. Dit heeft geleid tot de volgende definitie van de cumulatieve overbelasting D [m^2/s^2]:

$$D = \sum_{i=1}^{N} \max[(\alpha_M(\alpha_a U_i)^2) - \alpha_s U_c^2; 0] \qquad (1)$$

Waarin:

D Cumulatieve overbelasting [m^2/s^2]

N Aantal overslaande golven gedurende een storm [-]

α_M Factor voor verdisconteren belastingverhoging als gevolg van overgangen en objecten [-]

α_a Factor voor versnelling U_i op het binnentalud [-]

U_i Maximale dieptegemiddelde stroomsnelheid tijdens de i^{de} overslaande golf ter plaatse van de kruin [m/s]

α_s Factor voor verdisconteren sterkteverlaging als gevolg van overgangen en objecten [-]

U_c Kritieke stroomsnelheid [m/s]

De hele verdeling van overslaggebeurtenissen gedurende een storm wordt meegenomen bij de berekening van de cumulatieve overbelasting.

Bezwijken van de grasbekleding op de kruin en binnentalud door erosie treedt op als de kritieke waarde van de cumulatieve overbelasting D_c gedurende een storm wordt overschreden.

In [Van der Meer, et al., 2014] is geconcludeerd dat 7.000 m^2/s^2 een geschikte kritische waarde is. Merk op dat een hogere D_c soms beter aansluit bij proefresultaten.

Belasting

Uit de golfoverslagproeven is komen vast te staan dat de belasting bij golfoverslag wordt beschreven door de maximale dieptegemiddelde stroomsnelheid in de i^{de} overslaande golf U_i (m/s). Voor het bepalen van deze stroomsnelheid kan de in [Van der Meer, et al., 2014] beschreven relatie tussen kansverdeling van U_i en de kansverdeling van de golfoploophoogte worden gebruikt.

Invloed talud

Uit de golfoverslagproeven is gebleken dat de snelheid van het overslaande water over het

binnentalud versnelt. De versnellingsfactor α_a [-] is afhankelijk van de taludhelling en locatie op het talud. Voor de kruin is de versnellingsfactor gelijk aan 1,0.

Invloed overgangen en objecten

Overgangen en objecten kunnen een verhoogde erosieve belasting van de overslaande golven tot gevolg hebben. Deze belastingverhoging kan met de factor α_M [-] in rekening worden gebracht. Deze factor is altijd groter dan of gelijk aan 1,0.

Merk op dat het belastingverhogende effect van overgangen en objecten nog lastig te kwantificeren is.

Sterkte

De sterkte is afhankelijk van veel parameters, maar is uiteindelijk terug te herleiden tot één parameter: de kritische stroomsnelheid U_c [m/s]. De U_c is afhankelijk van de graskwaliteit en het substraat. Het model is momenteel toepasbaar voor gras op klei en gras op verkit zand.

Invloed overgangen en objecten

Overgangen en objecten kunnen een reductie van de sterkte tot gevolg hebben. Deze sterkteverlaging kan met de factor α_S (-) in rekening worden gebracht. Deze factor is altijd kleiner dan of gelijk aan 1,0.

Merk op dat het sterkteverlagende effect van overgangen en objecten nog lastig te kwantificeren is.

Software generieke analyse

Met de software Riskeer kan worden geanalyseerd of de graszode voldoende weerstand kan bieden tegen golfoverslag. Bij deze analyse wordt gebruik gemaakt van kansverdelingen van het kritieke overslagdebiet. Deze verdelingen zijn gebaseerd op berekeningen met de cumulatieve overbelastingmethode. De analyse is een benadering op basis van het graserosiemodel. Voor de 'zuivere som' zijn inmiddels al wel tools beschikbaar, maar deze tools zijn nog geen onderdeel van het BOI. Daarnaast zijn er tools beschikbaar die erosie grasbekleding buitentalud kunnen combineren met erosie grasbekleding binnentalud. Verantwoordelijkheid voor gebruik van deze tools ligt bij de beheerder. Ter bepaling van de toepasbaarheid van de tools wordt een werkatelier aanbevolen.

Riskeer bepaalt een kansverdeling van het optredend overslagdebiet (belasting) en vergelijkt deze, om tot een faalkans te komen, met de kansverdeling van kritieke overslagdebiet (sterkte). De kansverdeling van het kritieke overslagdebiet is afhankelijk van de graskwaliteit, het substraat, de golfhoogteklasse en de belastingduur.

Parameters

Kansverdeling kritiek overslagdebiet

De kansverdeling van het kritieke overslagdebiet is afhankelijk van de graskwaliteit, de ondergrond, de golfhoogteklasse en de belastingduur.

Geometrie

Voor het bepalen van de optredende golfoverslagdebieten vereist Riskeer een schematisatie van het dijkprofiel en de oriëntatie van de dijk (dijknormaal).

Hydraulische belasting

Voor het bepalen van de golfoverslagdebieten maakt Riskeer gebruik van hydraulische databases. In de rekenmethode is de probabilistische modellering uitgewerkt en is de informatie over hydraulische belastingen in de vorm van omvangrijke databases meegeleverd bij de rekeninstrumenten voor het beoordelen en ontwerpen van de primaire waterkeringen, zie het artikel . Voor sommige

toepassingen kunnen daaruit ook representatieve rekenwaarden van de hydraulische belastingen worden afgeleid, zoals beschreven in het artikel Rekenwaarden voor hydraulische belastingparameters.
Versie 1.0: 2 juli 2025

Model GEBU-golfklap - Erosie van de grasbekleding buitentalud door golfklappen

Voor het initiële mechanisme erosie van de grasbekleding op het buitentalud als gevolg van golfklappen (GEBU-golfklap) wordt beschouwd of de graszode (en kleilaag tot 0,5 m diep) erodeert. Voor de generieke analyse van dit mechanisme wordt gebruik gemaakt van het standtijdmodel (graserosiemodel) en kan de software BM – Gras Buitentalud worden gebruikt. Dit artikel beschrijft het graserosiemodel en gaat in op de invoerparameters voor de software.

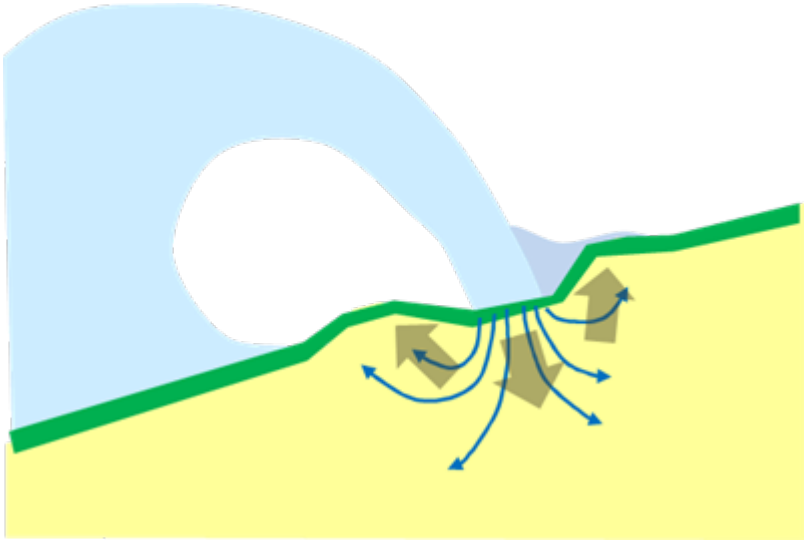
Beschrijving mechanisme

Het initieel mechanisme GEBU-golfklap beschouwt het eroderen van de grasbekleding ten gevolge van golfklappen.

Golfklappen treden op wanneer golven breken op de grasbekleding. Tijdens het breken van de golf op het talud zal een kortdurende lokale hoge waterdruk ontstaan. Deze drukpuls dringt door in de zode en de onderliggende dijk en veroorzaakt hier drukgradiënten die de grasbekleding kunnen beschadigen en doen falen.

Tijdens het optreden van de piekdruk wordt de zode naar binnen, zijwaarts en naar buiten gedrukt, zie de Figuur 1. Net na het wegvallen van de druk door de golfklap, kan er een situatie ontstaan waarbij in en onder de zode nog even een overdruk aanwezig is, waardoor een buitenwaarts gerichte drukgradiënt ontstaat die de zode naar buiten drukt. Bij grote golfklappen wordt grond plastisch en treden onomkeerbare vervormingen op. Dit alles gebeurt in heel korte tijd, in een fractie van de golfperiode.

Voor meer achtergrond in het mechanisme GEBU-golfklap, zie het artikel Fenomenologische beschrijving gras buitentalud.



Figuur 1 Schetsmatige weergave van een golfklap op het talud, de grondwaterstroming (dunne blauwe pijlen) en grondverplaatsing (dikke bruine pijlen).

Model generieke analyse

Het model voor het voorspellen van falen van de grasbekleding door golfklappen, het standtijdmodel,

is gebaseerd op een analyse van praktijkervaringen met schades en falen tijdens stormen uit het verleden en golfgootproeven in combinatie met numerieke technieken.
De tijd dat de bekleding weerstand kan bieden tegen golfklappen, de standtijd $t_{falen,zode}$ [uur], wordt beschreven met zogenaamde standtijdlijnen. Deze lijnen geven de relatie tussen significante golfhoogte en standtijd weer. Voor de standtijdlijn van de toplaag wordt de volgende relatie gebruikt [Klerk en Van Hoven, 2016]:

$$t_{falen,zode} = \frac{1}{b}\ln\left(\frac{f_\beta \cdot H_{m0} - c}{a}\right) \qquad (1)$$

Waarin:

$t_{falen,zode}$ Standtijd van de graszode [uur]

b Coëfficiënt die de kromming van de lijn bepaalt [1/uur]

f_β Invloedsfactor voor inval golven onder een hoek [-]

H_{m0} Significante golfhoogte [m]

c Coëfficiënt die H_{m0} bepaalt waarbij verwaarloosbare erosie optreedt [m]

a Coëfficiënt die samen met de waarde van coëfficiënt c de H_{m0} bepaalt waarbij de graszode instantaan bezwijkt [m]

Coëfficiënten a, b en c zijn afhankelijk van de graskwaliteit en het substraat (klei of zand). Er zijn coëfficiënten beschikbaar voor de 5%-onderschrijdingskans van de standtijd en voor de verwachtingswaarde van de standtijd. De 5%-waarden worden in het BM - Gras Buitentalud gebruikt als rekenwaarden van de sterkte. Merk op dat bij een substraat van zand de laagdikte in het model op 0,2 meter moet worden gezet.

Toepassingsbereik model

In het geval van het standtijdmodel is het toepassingsbereik gegeven door de wijze waarop de sterkteparameters a, b en c uit het artikel De sterkteparameters van een grasbekleding op het buitentalud zijn afgeleid. Hiervoor geldt het volgende toepassingsbereik:

- De graskwaliteit dient een open of gesloten zode te zijn.
- Het substraat bestaat uit klei (open of gesloten zode) of uit zand (enkel gesloten zode).
- De taludhelling dient 1V:2,5H of flauwer te zijn.

Dit toepassingsbereik is tot stand gekomen omdat de a, b en c waarden alleen zijn afgeleid voor open en gesloten zode voor een taludhelling tussen 1:2,5 en 1:4. Een flauwer talud heeft een positief effect op de standtijd, hierom is als bovengrens in het toepassingsbereik 1:2,5 genomen [Klerk en Jongejan, 2016]. Het toepassen van het model buiten het toepassingsbereik is soms mogelijk maar deze afweging vereist specialistische kennis en mogelijk extra onderzoek.

Software generieke analyse

Met de software BM – Gras Buitentalud kan worden geanalyseerd of de grasbekleding voldoende weerstand kan bieden tegen golfklappen. Bij deze analyse wordt voor een storm berekend hoe de belastingduur zich verhoudt tot de standtijd van de grasbekleding. Deze verhouding wordt de faalfractie genoemd.

Met de software wordt voor meerdere discrete punten op het buitentalud in de golfklapzone de

faalfractie bepaald. De belastingduur voor deze punten is afhankelijk van de opgelegde stormcondities, bestaande uit een tijdsverloop van zowel waterstand als golfcondities. De opgelegde storm wordt opgedeeld in tijdstappen.
Per tijdstap wordt de faalfractie bepaald. De faalfracties gedurende de storm worden vervolgens gesommeerd. Wanneer de som van de faalfracties van de graszode groter is dan 1,0 wordt de kritische waarde van de faalfractie bereikt en wordt falen van de grasbekleding voorspeld. De stabiliteitsfactor volgt uit de inverse van de faalfractie.

Met de software is het ook mogelijk om de standtijd van een eventueel aanwezige afdeklaag van klei mee te nemen. Merk op dat de software maximaal 0,5 meter kleibekleding meeneemt waarvan de bovenste 0,2 meter bestaat uit de grasbekleding. Het invullen van dikkere kleilagen heeft voor de berekening geen invloed, een grotere dikte wordt niet meegenomen in dit model.

Voor de standtijd van de kleilaag wordt de volgende relatie gebruikt:

$$t_{falen,klei} = \frac{\min(d_{gras};\,0{,}5)-0{,}2}{c_d(\tan\alpha)^{1{,}5}\max(f_\beta \cdot H_{mo};0{,}001)} \qquad (2)$$

$$c_d = 1{,}1 + \max\left(0{,}0;\,8\cdot(F_{zand}-0{,}7)\right)$$

Waarin:

$t_{falen,klei}$ Standtijd van de kleilaag [uur]

d_{gras} Laagdikte grasbekleding (maximaal 0,50 meter) [m]

c_d Factor voor het effect van het zandgehalte [-]

tan α Representatieve helling (standaard 1:3 in BM – Gras Buitentalud) [-]

f_β Invloedsfactor voor inval golven onder een hoek [-]

H_{mo} Significante golfhoogte [m]

F_{zand} Zandgehalte van de kleilaag [-]

Wanneer ook de standtijd van de kleilaag wordt beschouwd, wordt zolang de som van de faalfractie van de graszode kleiner is dan 1,0 de faalfractie bepaald door de standtijd van zowel de graszode als de kleilaag. Wanneer de som van de faalfracties van de graszode groter is dan 1,0 levert enkel de kleilaag nog een bijdrage.

Parameters software

Voor de generieke analyse met BM – Gras Buitentalud moeten verschillende parameters ingevoerd worden. Bij de analyse wordt aangeraden de software in de modus 'Test/Expert modus' te gebruiken, zodat rekening wordt gehouden met een gereduceerde significante golfhoogte in geval van (zeer) schuin invallende golven.

Coëfficiënten standtijdlijn graszode

De coëfficiënten a, b en c zijn afhankelijk van de kwaliteit van de graszode. Voor de waarden van de coëfficiënten, zie het artikel over het bepalen van de parameters van de grasbekleding op het buitentalud.

Kleilaag

De standtijd van een kleilaag, tot 0,5 m diepte, is afhankelijk van de dikte en het zandgehalte. In het

artikel over de parameters van de kleilaag wordt ingegaan op de bepaling van beide parameters.

Boven- en ondergrens significante golfhoogte

In het standtijdmodel voor de graszode wordt een boven- en ondergrens van de significante golfhoogte gehanteerd. De standtijdlijnen kunnen aan de onder en/of bovenzijde worden begrensd, binnen de door de coëfficiënten bepaalde grenzen.

De door de coëfficiënten bepaalde bovengrens is de significante golfhoogte waarbij de graszode direct bezwijkt en is gedefinieerd door de som van de coëfficiënten a en c. Bij deze golfhoogte is de standtijd gelijk aan 0 uur.

De door de coëfficiënten bepaalde ondergrens is de significante golfhoogte waarbij geen erosie optreedt en is gedefinieerd door coëfficiënt c. Bij deze golfhoogte, of een lagere golfhoogte, is de standtijd in het model oneindig.

Niveau boven- en ondergrens waterstand

Het niveau van de boven- en ondergrens voor de waterstand moet worden opgegeven in de software. Met beide niveaus bepaalt de software voor welk deel van de grasbekleding de faalfractie moet worden bepaald.

De bovengrens van de waterstand kan gelijk worden gesteld aan de waterstand met een overschrijdingskans getalsmatig gelijk aan de voor de analyse gebruikte overschrijdingsfrequentie. De ondergrens van de waterstand kan gelijk worden gesteld aan de waterstand met een overschrijdingskans van 1/10 jaar.

Niveau boven- en onderzijde grasbekleding

Het niveau van de boven- en onderzijde van de grasbekleding moet worden opgegeven in de software. Met beide niveaus bepaalt de software voor welke punten op het buitentalud de faalfractie bepaald moet worden.

Het niveau van de bovenzijde van de grasbekleding is meestal gelijk aan de kruinhoogte. Het niveau van de onderzijde van de grasbekleding is, voor een dijk waarbij alleen grasbekleding aanwezig is, gelijk aan het niveau van de buitenteen. Bij meerdere typen bekleding op het buitentalud, wordt de overgang naar de grasbekleding als onderzijde beschouwd.

Geometrie

Voor het bepalen van de te gebruiken invloedsfactor voor reductie van de significante golfhoogte per tijdstap dient de oriëntatie van de dijk (dijknormaal) ingevoerd te worden. Op basis van de dijknormaal en golfrichting wordt de hoek van golfinval bepaald.

Hydraulische belasting

Bij de analyse wordt gekeken of de faalkans van de grasbekleding door golfklappen tijdens een storm voldoende klein is. Hiervoor wordt de rekenwaarde van de sterkte vergeleken met de rekenwaarde van de hydraulische belasting. Voor het bepalen van de belastingduur per tijdstap is een Belastingverloop nodig. Het belastingverloop bestaat uit een combinatie van het verloop van de waterstand tijdens de storm met bijbehorende golfcondities (significante golfhoogte en golfrichting). De golfcondities moeten worden afgeleid voor verschillende waterstanden tussen de minimale en maximale waterstand binnen het belastingverloop.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Model GEBU-golfoploop - Erosie van de grasbekleding buitentalud als gevolg van golfoploop

Voor het initiële mechanisme erosie grasbekleding buitentalud als gevolg van golfoploop (GEBU-golfoploop) wordt onder andere beschouwd of de graszode erodeert door golfoploop. De erosie van de graszode door golfoploop wordt beschreven met de cumulatieve overbelastingmethode (graserosiemodel) welke via de software BM – Gras Buitentalud kan worden toegepast. Hieronder wordt het graserosiemodel beschreven en wordt ingegaan op de invoerparameters voor de software.

Beschrijving mechanisme

Het initieel mechanisme GEBU-golfoploop is één van de drie beschouwde mechanismen voor grasbekleding op het buitentalud. In dit mechanisme wordt het eroderen van de grasbekleding ten gevolge van golfoploop beschouwd.

GEBU-golfoploop treedt op wanneer golven (deels) over de grasbekleding oplopen. De stroming van de oplopende en neergaande golftong is turbulent, waardoor de graszode wordt onderworpen aan een snel wisselende waterdruk. De drukwisselingen planten zich gedempt en vertraagd door in de zode en de hieronder liggende grondlagen. Hierdoor en door de ruimtelijke variabiliteit van de wisselende druk over het talud wordt de zode blootgesteld aan binnen- en buitenwaarts gerichte drukgradiënten. De drukgradiënten met een buitenwaartse richtingscomponent kunnen op den duur stukken zode uit de grasbekleding trekken. De grootte van de belasting is afhankelijk van de laagdikte en snelheid van de golftong en van de turbulentie-intensiteit. Deze parameters zijn weer afhankelijk van de golfhoogte en van de hoogteligging van de te beoordelen graszode ten opzichte van de stilwaterlijn. Ook de stormduur, of eigenlijk de tijd dat een te beoordelen grasbekleding zich in de golfoploopzone bevindt, is van belang. Voor meer achtergrond in het mechanisme GEBU-golfoploop, zie het artikel Fenomenologische beschrijving gras buitentalud.

Model generieke analyse

Voor het voorspellen van erosie als gevolg van golfoploop wordt gebruik gemaakt van het model voor erosie als gevolg van golfoverslag: de cumulatieve overbelastingmethode. Zie ook het artikel Model GEKB.

Bezwijken van de grasbekleding op het buitentalud door erosie treedt op als de kritische waarde van de cumulatieve overbelasting D_{crit} [m^2/s^2] gedurende een storm wordt overschreden.

Belasting

Net zoals bij golfoverslag wordt de belasting bij golfoploop beschreven door de frontsnelheid in de i^{de} oplopende golf U_i [m/s]. Uit onderzoek door [Van der Meer, et al., 2014] is gebleken dat de verdelingen van de golfoploophoogte en de frontsnelheid gecorreleerd zijn aan elkaar. Op basis van deze correlatie wordt een verdeling voor de frontsnelheid bepaald op basis van de berekende golfoploophoogte.

Invloed talud

Het talud kan effect hebben op de erosieve belasting van de oplopende golven doordat de stroomsnelheid ten gevolge van gravitatie vertraagd. Deze belastingverlaging kan met de factor α_a [-] in rekening worden gebracht. Deze factor is altijd kleiner dan of gelijk aan 1,0.

Invloed overgangen en objecten

Overgangen en objecten kunnen een verhoogde erosieve belasting van de oplopende golven tot gevolg hebben. Deze belastingverhoging kan met de factor α_M [-] in rekening worden gebracht. Deze factor is altijd groter dan of gelijk aan 1,0.

Merk op dat het belastingverhogende effect van overgangen en objecten nog lastig te kwantificeren

is.

Sterkte

De sterkte is afhankelijk van veel parameters maar is uiteindelijk terug te herleiden tot één parameter: de kritische stroomsnelheid U_c [m/s]. De $U_c$is afhankelijk van de graskwaliteit en het substraat, zie het artikel Parameters grasbekleding buitentalud.

Invloed overgangen en objecten

Overgangen en objecten kunnen een reductie van de sterkte tot gevolg hebben. Deze sterkteverlaging kan met de factor α_s (-) in rekening worden gebracht. Deze factor is altijd kleiner dan of gelijk aan 1,0.

Merk op dat het sterkteverlagende effect van overgangen en objecten nog lastig te kwantificeren is.

Toepassingsbereik

In het geval van de cumulatieve overbelastingsmethode is het toepassingsbereik gegeven door de wijze waarop de sterkteparameters U_c en D uit het artikel Parameters grasbekleding buitentalud zijn afgeleid. Hiervoor geldt het volgende toepassingsbereik:

- De graskwaliteit dient een open of gesloten zode te zijn.
- Er dient een kleilaag onder de graszode aanwezig te zijn.
- De taludhelling dient 1V:2,5H of flauwer te zijn.

Dit toepassingsbereik is tot stand gekomen omdat de U_c en D alleen zijn afgeleid voor open en gesloten zode op een kleilaag [Van Steeg, 2020]. Het toepassen van het model buiten het toepassingsbereik is mogelijk maar vereist specialistische kennis en mogelijk extra onderzoek.

Software generieke analyse

Met de software BM – Gras Buitentalud kan worden geanalyseerd of de graszode voldoende weerstand kan bieden tegen golfoploop. Bij deze analyse wordt voor een storm de cumulatieve overbelasting berekend. In tegenstelling tot GEBU-golfklap wordt bij GEBU-oploop de sterkte van eventuele aanwezige onderlagen van klei niet meegenomen.

Met de software wordt voor het maatgevende punt op het buitentalud in de golfoploopzone, de evaluatiehoogte, de cumulatieve overbelasting bepaald. De belastingduur voor dit punt is afhankelijk van de opgelegde storm gegeven door het belastingverloop.

Per tijdstap wordt de verdeling van de golfoploophoogtes en hieruit een verdeling van de frontsnelheden bepaald om na te gaan of de kritische stroomsnelheid wordt overschreden en of er sprake is van overbelasting. De waardes van de individuele overbelasting per golf gedurende de storm worden vervolgens gesommeerd. Wanneer de cumulatieve overbelasting groter is dan de kritische waarde, faalt de graszode.

Parameters

Voor de generieke analyse met BM – Gras Buitentalud moeten verschillende parameters ingevoerd worden.

Evaluatiehoogte

De evaluatiehoogte is het niveau op het buitentalud in de golfoploopzone waarop de analyse wordt uitgevoerd. Aangeraden wordt om de onderzijde van de grasbekleding als evaluatiehoogte te gebruiken. Indien de onderzijde onder de maximale waterstand ligt, kan een evaluatiehoogte iets boven deze waterstand worden gebruikt.

Kritische stroomsnelheid

De kritische stroomsnelheid is afhankelijk van de kwaliteit van de graszode. Voor de mogelijke waarden van de kritische stroomsnelheid zie het artikel Parameters grasbekleding buitentalud.

Geometrie

Voor het bepalen van de golfoploophoogte vereist de software een schematisatie van het dijkprofiel en de oriëntatie van de dijk (dijknormaal).

Coëfficiënt c_u

De maximaal dieptegemiddelde frontsnelheid van een oplopende golf is mede afhankelijk van de waarde van coëfficiënt c_u [-]. Deze coëfficiënt is standaard 1,10 en is gekalibreerd op (veld)proeven.

Hydraulische belasting

Bij de generieke analyse wordt gekeken of de grasbekleding faalt voor golfoploop tijdens een storm met een bepaalde terugkeertijd. Voor het bepalen van de belastingduur per tijdstap is het verloop van de waterstand tijdens de storm met bijbehorende golfcondities (significantie golfhoogte, spectrale golfperiode en golfrichting) benodigd. De golfcondities moeten worden afgeleid voor verschillende waterstanden tussen de minimale en maximale waterstand binnen het belastingverloop.

Golfhoogteverdeling

Bij het bepalen van de individuele golfhoogtes (en daarmee golfoploophoogte) is aangenomen dat deze Rayleigh verdeeld zijn. De verdeling geeft vooral voor diepwatercondities een realistische beschrijving van de golfhoogte, wanneer de golven niet of nauwelijks worden beïnvloed door de bodem. Echter, voor condities in ondiep water kan in sommige gevallen beter worden uitgegaan van andere kansverdelingen, zoals die van Battjes-Groenendijk.

Versie 1.0: 2 juli 2025

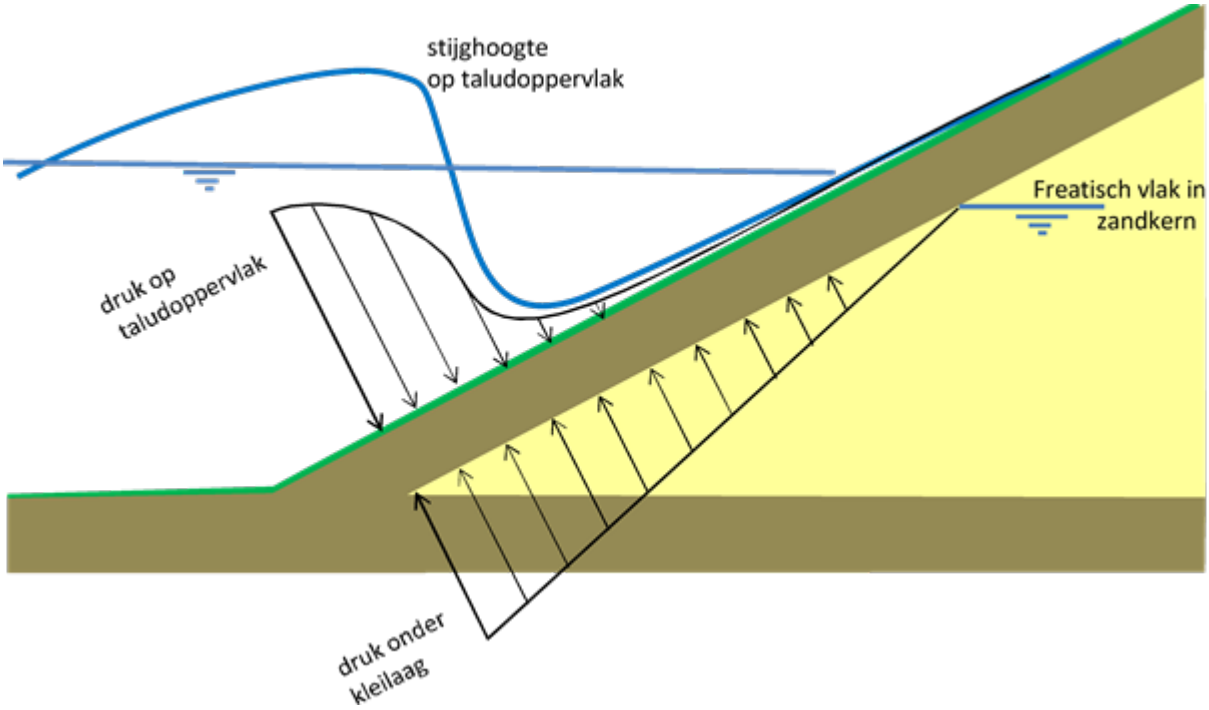
Model GABU - Afschuiven door stabiliteitsverlies van de grasbekleding van het buitentalud

Voor het initiële mechanisme grasbekleding afschuiven buitentalud (GABU) wordt gekeken of stabiliteitsverlies van de grasbekleding optreedt, als gevolg van golfwerking in combinatie met een hoge grondwaterstand in de dijk.
Voor de generieke analyse van dit mechanisme kan een stabiliteitsvergelijking worden gebruikt. In dit artikel wordt het gebruik van dit model toegelicht.

Beschrijving mechanisme

Het initieel mechanisme GABU is één van de drie beschouwde mechanismen voor grasbekleding op het buitentalud. In dit mechanisme wordt het afschuiven van de grasbekleding (inclusief kleilaag) beschouwd door stabiliteitsverlies.

Voor het optreden van GABU is een hoog freatisch vlak in het dijklichaam benodigd. Door het hoge freatische vlak bestaat de kans dat bij het neerlopen van de golf, vlak voordat een volgende golf op het talud klapt, een ongunstig buitenwaarts drukverschil optreedt. Op het punt van maximale golfneerloop is het drukverschil over de kleilaag het grootst, zie Figuur 1. Hier zal de effectieve spanning op het grensvlak tussen de kleilaag en het zand het meest afnemen of zelfs helemaal verloren gaan, wat kan leiden tot stabiliteitsverlies van de kleilaag. Als gevolg kan de kleibekleding gaan opdrukken en/of afschuiven. Voor meer achtergrond in het mechanisme GABU, zie het artikel Fenomenologische beschrijving gras buitentalud.



Figuur 1 Weergave kritische situatie voor de stabiliteit van de kleibekleding bij golfneerloop.

Model generieke analyse

Voor de generieke analyse van het initiële mechanisme GABU kan de onderstaande stabiliteitsvergelijking worden gebruikt [Klein Breteler, 2007]:

$$\frac{H_{m0}}{\Delta_g \cdot d_{klei} \cdot \cos\alpha} \leq 3 \qquad (1)$$

Waarin:
H_{mo} Significante golfhoogte [m]
Δ_g Relatieve soortelijke massa van de klei [-]
d_{klei} Dikte kleilaag [m]
α Taludhelling [°]

De relatieve dichtheid van de kleilaag worden berekend met onderstaande formule.

$$\Delta_g = \frac{\rho_g - \rho_w}{\rho_w} \qquad (2)$$

Waarin:
ρ_g Soortelijk massa van de natte kleilaag [kg/m^3]
ρ_w Soortelijk massa van zoet of zout water [kg/m^3]

Hierbij wordt opgemerkt dat een analyse van afschuiving van een buitendijkse kleilaag met deze formule alleen zinvol is voor een zone waarin golfbelasting direct op een kleilaag werkt.

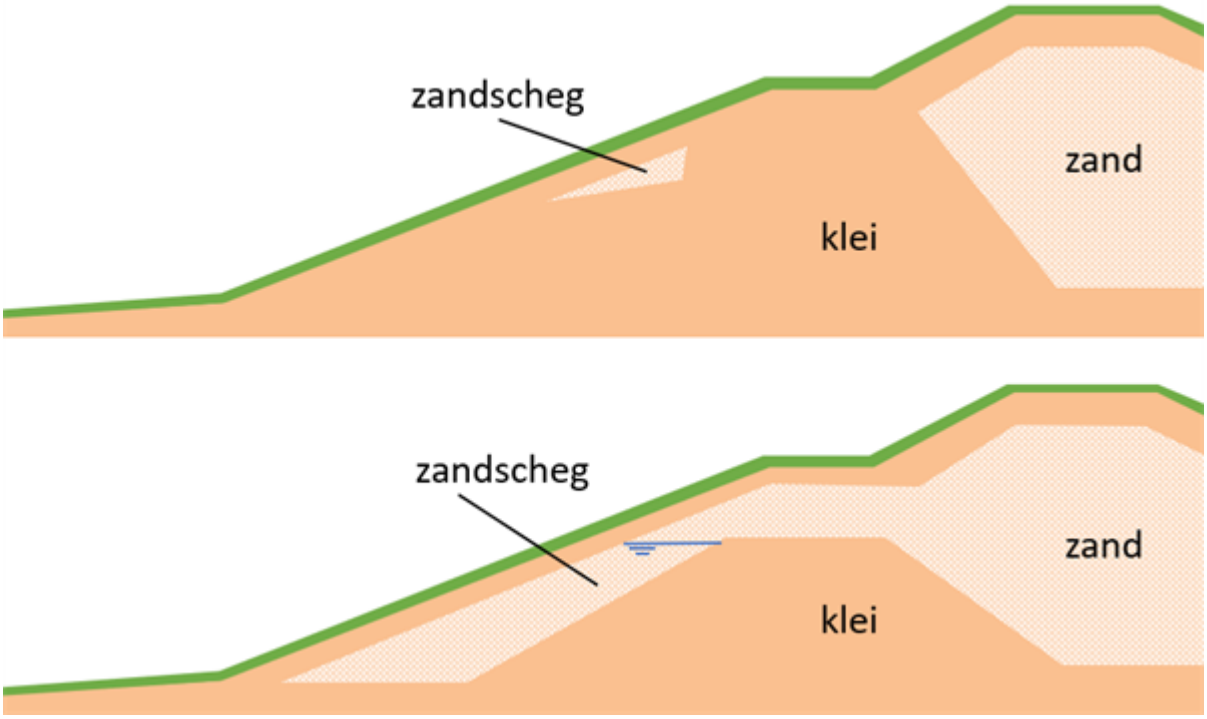
Toepassingsbereik

Voor de stabiliteitsvergelijking geldt het volgende toepassingsbereik:

- De bekleding ligt niet op een zandscheg.

- De taludhelling is minder steil dan 1V:2,5H.

Het toepassingsbereik voor de taludhelling is tot stand gekomen op basis van de gootproef waarop de formule is afgeleid [Klein Breteler, 2007]. Daarnaast kan een zandscheg zorgen voor een lokaal verhoogde grondwaterstand in de dijk (zie Figuur 2). Omdat de druk van deze grondwaterstand zich lastig laat voorspellen kan de stabiliteitsformule niet gebruikt worden bij zandscheggen.



Figuur 2 Dijkprofielen met een zandscheg: zand tussen kleilaag van de bekleding op het buitentalud en de kleikern.

Parameters

Bepalen van de sterkteparameters

Parameters gerelateerd aan de kleilaag zijn beschreven in het artikel Parameters kleilaag. De taludhelling kan worden afgeleid uit het geschematiseerde dijkprofiel, zie het artikel Schematisatie dijkprofiel grasbekleding.

Bepalen van de hydraulische belasting

De significante golfhoogte wordt bepaald door de maximale golfhoogte in het belastingverloop.

Voor het afleiden van de golfcondities voor het belastingverloop kan als ondergrens de onderzijde van de grasbekleding worden genomen. Wanneer de onderzijde van de grasbekleding laag ligt, kan de waterstand met een overschrijdingswaarde van 1/10 jaar worden gebruikt. Als bovengrens kan de waterstand met een overschrijdingskans gelijk aan de beschouwde terugkeertijd worden genomen.

Let op:
De maatgevende golfcondities moeten worden afgeleid voor GABU (met de correctie coëfficiënten). Binnen Riskeer is echter momenteel geen module aanwezig om golfcondities voor GABU af te leiden. Hierom wordt aanbevolen om de golfcondities met de module ‘Golfklappen op asfaltbekleding’ af te leiden. Op deze manier wordt bij de bepaling van de golfcondities ‘meegewogen’ dat voor GABU de significante golfhoogte meer van belang is dan andere golfparameters. Binnen het model Hydra-NL kan de module ‘Afschuiven bekleding (ondergrond klei)’ worden gebruikt.

5.4 Breuksteenconstructies

Beoordelingsschema breuksteenconstructies

Voor een breuksteenbekleding (zowel voor een gehele breukstenen taludbekleding als voor een (gedeeltelijke) overlaging) bestaat de toetsing uit het controleren of de steengradering voldoet aan de ontwerpcriteria bij de hydraulische belasting bij toetscondities. Er wordt echter bij het beoordelen geen veiligheidscoëfficiënt toegepast.

Voor het uitvoeren van de toetsing dienen de volgende gegevens te worden verzameld:

- hydraulische randvoorwaarden
- taludhelling
- aanwezige breuksteen sortering
- laagdikte
- breedte teen
- lengte overlapping
- soortelijke massa van de stenen

Als er geen betrouwbare ‘as-built’-tekeningen zijn, dan moeten de eigenschappen in het veld opgemeten worden.

Altijd moet de kwaliteit van de breuksteen (steen zelf of van de laag) ter plekke gecontroleerd worden. Door stormen kunnen stenen verplaatsen, wegspoelen of zelfs breken.

De kern van de toetsing voor bekledingen wordt gevormd door rekenregels die zijn afgeleid van de formules van Van der Meer voor stabiliteit van breuksteen onder golfaanval. De maatgevende belasting op een breuksteenbekleding met losse breuksteen wordt gevormd door de golfklap in combinatie met de golfterugloop over de bekleding.

In het geval van een teenbestorting dient gezocht te worden naar de maatgevende golfhoogte met de bijbehorende waterstand, net als voor het ontwerp.

De S-waarden en N_{od}-waarden die in de toetsing gebruikt moeten worden hebben een ondergrens en bovengrens. Wanneer in de toetsing aan de ondergrens wordt voldaan dan zal de constructie een score 'goed' krijgen. Wanneer de stabiliteit van de constructie valt binnen de onder- en bovengrens is de score 'geavanceerd'. Wanneer ook niet aan de bovengrens wordt voldaan dan is de score 'onvoldoende'. De ondergrens in de toetsing is gelijk aan de ontwerpwaarde. De veiligheidscoëfficiënt wordt echter nu op 1,0 gezet, terwijl in het ontwerp met 1,1 wordt gerekend.

Bij een score ‘onvoldoende’ voor de breuksteenbekleding kan de score worden opgewaardeerd tot ‘voldoende’ als de reststerkte van het gehele dijklichaam ten aanzien van erosie volstaat. Voor overlagingen geldt in eerste instantie dat daarbij wordt aangenomen dat de toplaag van de onderliggende steenzetting ‘onvoldoende’ scoort en dus direct faalt als de breuksteenoverlaging faalt. Daardoor moet alleen de toetsing op de reststerkte van toplaag, onderlaag en kernmateriaal worden uitgevoerd.

Voordat de berekeningen worden gemaakt dient allereerst te worden nagegaan of de te toetsen constructie voldoet aan de toepassingsgrenzen van de rekenregels op basis van tabel 5.24 en 5.26 uit de [Rock Manual, 2007].

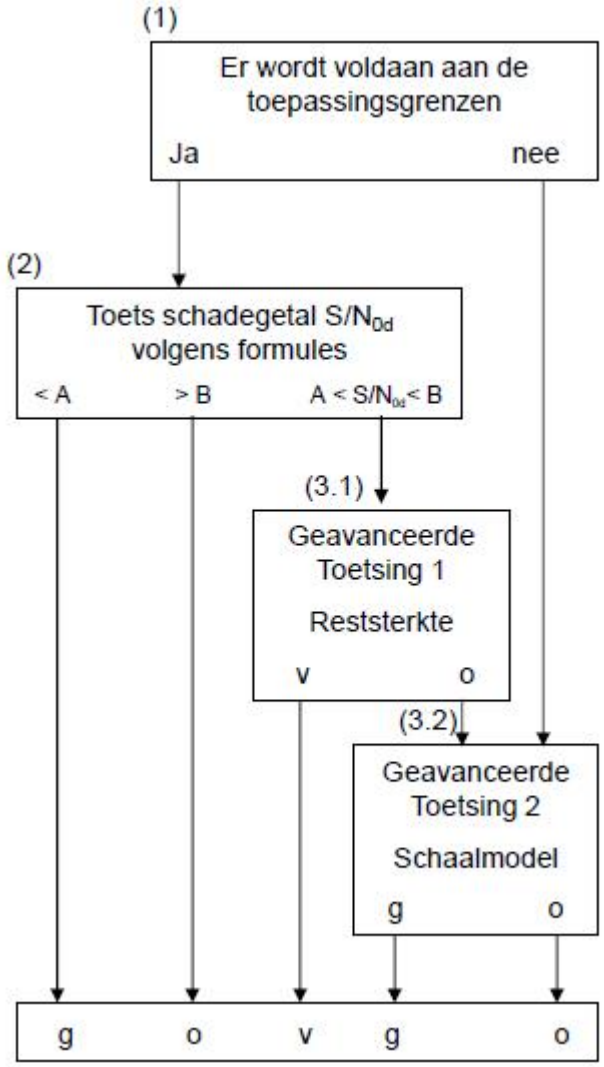
In een geavanceerde toetsing wordt de hulp van experts ingeschakeld om de specifieke situatie te beoordelen. Hierbij kan het nodig zijn de stabiliteit van de constructie via (kleinschalige)

modelproeven aan te tonen.

Katern II: Toetsing

Stap 1: Toepassingsgrens

Voor breuksteenbekledingen is de Van der Meer-formule van toepassing. Er dient gekeken te worden of de verzamelde gegevens (onder andere hydraulische randvoorwaarden, geotechnische en materiaaleigenschappen) vallen binnen het geldigheidsbereik van de formule (zie Rock Manual tabel 5.24 en 5.26). Zo ja, dan kan de toetsing voortgezet worden met stap 2, anders moet vervolgd worden met een geavanceerde toetsing worden uitgevoerd, waarin bijvoorbeeld de reststerkte wordt meegewogen of schaalproeven worden uitgevoerd.



Figuur 1

Bij een breuksteenoverlaging dient de laagdikte van de overlaging boven de gehele 'onvoldoende' steenzetting minimaal gelijk zijn aan $2 \cdot D_{n50}$, te bepalen met de Highest Point Method. De laagdikte moet minimaal gelijk zijn aan $1{,}8 \cdot D_{n50}$ als de 'spherical foot staff method' wordt toegepast.

Daarnaast dient voor breuksteenoverlagingen voldaan te worden aan de conditie voor diep water ($h/H_s>3$). In geval van ondiep water is een geavanceerde toetsing noodzakelijk. Als aan beide voorwaarden wordt voldaan wordt de toetsing voortgezet met stap 2, anders moet men verder met een geavanceerde toetsing.

Voor teenbestortingen dient eveneens het toepassingsgebied van de formule, zoals omschreven in de Rock Manual vergeleken te worden met de verzamelde gegevens.

Stap 2: Berekening nominale steendiameter met ontwerpformules

Bij het toetsen wordt er een veiligheidsfactor van 1,0 gehanteerd. Het toetsresultaat van de breuksteen is afhankelijk van de waarde van het schadegetal S of N_{od}.

Voor bekledingen gelden verschillende formules voor de twee typen golven: 'plunging' en 'surging'. Het gebruik van de plunging- of surgingformule is afhankelijk van de grootte van de brekerparameter, zie paragraaf 5.2.2.2 in de Rock Manual.

Bij de berekening van de nominale steendiameter voor overlagingen dient de correctiefactor Y gebruikt te worden door de minimaal benodigde D_{n50} te delen door Y.

Het toetsingsresultaat van stap 2 wordt bepaald door de nominale steendiameter te berekenen met gebruikmaking van allereerst de ondergrens A en wanneer dit niet toereikend is met bovengrens B. De berekende steendiameter moet vergeleken worden met de aanwezige steendiameter.

De onder- en bovengrens van S of N_{od} dient gekozen te worden uit de tabellen in hoofdstuk 6. De toetswaarde is afhankelijk van:

- de taludhelling
- het soort constructie zoals aangegeven in de kolomhoofden van de tabel voor bekledingen. en
- de breedte van de teen voor de teenbestorting, wanneer deze kleiner is dan 10 maal D_{n50}.

Voor breuksteenbekledingen geldt:

- als $S/N_{od} \leq A$ dan is de score ‘goed’ en is dit tevens de eindscore.
- als $S/N_{od} > B$ dan de score ‘onvoldoende’ en is dit tevens de eindscore.
- als $A < S/N_{od} \leq B$ dan dient in stap 3.1 de geavanceerde toetsing uitgevoerd te worden.

Met alleen het meetellen van de reststerkte kan maximaal een score voldoende behaald worden. Wanneer de score onvoldoende wordt behaald kan in stap 3.2 toch nog een score ‘goed’ worden behaald wanneer dit met behulp van een schaalmodel zal blijken.

Als de toetsing is uitgevoerd met de ondergrens van de D_{n50} uit de tabel met standaardsorteringen, kan de toetsing nauwkeuriger worden uitgevoerd als door middel van metingen de werkelijke D_{n50}, ρ_s en laagdikte wordt bepaald. Dit betreft geen geavanceerde toetsing, maar een verbeterde gedetailleerde toetsing.

Stap 3: Geavanceerde toetsing

Voor het uitvoeren van een geavanceerde toetsing wordt eerst gekeken in hoeverre de verwachte inspanning opweegt tegen de kans op slagen (stopcriterium). De geavanceerde toetsing wordt uitgevoerd in samenwerking met experts en kan bestaan uit het nader beoordelen van de hydraulische belasting, de sterkte van de breuksteen bekleding en/of de reststerkte van de bekleding. De geavanceerde toetsing is in twee stappen opgedeeld. Allereerst kan in stap 3.1 de reststerkte worden bepaald. Wanneer deze voldoende groot is, dan is de score voldoende en is dat direct de eindscore. Wanneer de score onvoldoende is kan de toetsing worden voortgezet met stap 3.2. In stap 3.2 zijn er diverse mogelijkheden om de toetsing te verbeteren. Dit kan bijvoorbeeld met het nauwkeuriger bepalen van de hydraulische belasting, met probabilistische berekeningen, kleinschalig modelonderzoek, of een combinatie hiervan. In alle gevallen is hulp van een expert nodig. Wanneer het stabiliteitsgetal zich bevindt tussen A en B dan is de verwachting dat een schaalmodelproef een

score ‘goed’ kan opleveren.
Versie 1.0: 2 juli 2025

6. Oplossingen voor dijkverbetering

6.1 Steenzettingen

Voorselectie bekledingstypen

De voorselectie is de laatste stap voorafgaand aan het rekenwerk. Het doel is dan ook het aantal bekledingstypen dat in aanmerking komt te beperken, zodat in de volgende stap minder bekledingstypen hoeven te worden doorgerekend. In de voorselectie gaat het niet alleen om het type bekledingssysteem (welke lagen worden toegepast), maar ook om het type toplaag en de overige lagen van de bekleding.

Bij de voorselectie van bekledingstypen dient rekening gehouden te worden met:

1. Beschikbaarheid van toplaagelementen.
2. De technische eisen (en wensen): bescherming tegen erosie, uitvoering, beheer.
3. De omgevingseisen (en –wensen): milieu, ecologie, landschap, cultuurhistorie en recreatie.

Deze aandachtspunten/criteria worden hieronder toegelicht. Vanwege het doel van deze stap betreft het ja/nee-criteria, dus criteria waarmee wordt bepaald of een bekledingstype wel of niet in het verdere proces wordt meegenomen. Plus/min-criteria, waarmee wordt bepaald of een bekledingstype meer of minder gunstig is, komen niet in deze stap maar in de afweging aan de orde.

Ad 1. Beschikbaarheid van toplaagelementen

Dit criterium is alleen van belang voor hergebruik: nieuwe materialen (betonzuilen) zijn in voldoende mate beschikbaar. Granietblokken, basaltzuilen en koperslakblokken worden in de huidige praktijk alleen toegepast bij hergebruik. Rechthoekige betonblokken kunnen nieuw worden aangevoerd, maar in de praktijk zal dat alleen bij uitzondering gebeuren (lichte belasting); voor zee- en meerdijken worden betonblokken in het algemeen alleen toegepast in de vorm van hergebruik. Voor beperkt beschikbare typen toplaagelementen (hergebruik) kan een afweging worden gemaakt tussen de ontwerpvakken binnen het projectgebied. Dat kan echter pas als is bepaald op welke vakken en stroken binnen de ontwerpvakken de beschikbare materialen technisch toepasbaar zijn.

Ad 2. Technische eisen

Bescherming tegen erosie

Een aanzet voor de voorselectie op het niveau van bekledingssystemen is de klasse-indeling in paragraaf 13.1. Voor zee- en meerdijken onder golfbelasting (zware belasting) komen in de eerste plaats de bekledingssystemen van standaardelementen met zowel een filterconstructie als een uitvullaag in aanmerking (klasse 1), en in bijzondere omstandigheden ook de systemen van klasse 2 (bekledingssystemen zonder granulaire laag, blokkenmatten met een filterlaag, overlagen met breuksteen). Bekledingssystemen zonder filterlaag en doorgroeistenen (klasse 3) komen alleen in aanmerking bij lichtere belasting (rivierdijken, golfoploopzone, kruin en binnentalud). Bij toplaagtypen en overige bekledingslagen kan in de meeste gevallen zonder rekenwerk geen voorselectie worden gemaakt. Zie voor deze berekeningen de latere stappen in het ontwerpprocedure. In extreme gevallen, bijvoorbeeld bij een significante golfhoogte van 3 meter, kan wel direct worden geconcludeerd dat lichtere toplaagtypen (dunne betonblokken, kleine basaltzuilen) niet toepasbaar zijn. Ontwerpervaring speelt hierbij een grote rol. Doorgroeistenen worden alleen toegepast als dat vanuit het beheer de voorkeur heeft boven een grasbekleding. Ook op plaatsen

waar de grasmat slecht tot ontwikkeling kan komen, bijvoorbeeld ten gevolge van zand op de dijk bij een strandje, kunnen doorgroeistenen een oplossing bieden.
Doorgroeistenen zijn echter alleen toepasbaar bij kleine golfbelasting, in de oploopzone of als de stromingsbelasting maatgevend is (langsstroming), en daarbinnen alleen op plaatsen met een zodanig lichte hydraulische belasting, dat ook een grasmat voldoende sterkte biedt (bijvoorbeeld op de overgang van steenzetting naar grasbekleding).

Uitvoering

Als de te ontwerpen steenzetting binnen de getijzone ligt, is een steenzetting van standaardelementen zonder granulaire laag niet goed aan te brengen: in de getijzone worden alleen steenzettingen met granulaire laag toegepast. Bij een overlaging met breuksteen moet het breuksteenpakket bij de teen aansluiten op een bestorting die voldoende steun geeft tegen afschuiving. Als een steenzetting geheel onder water moet worden aangebracht zijn blokkenmatten handig, maar ook breuksteen is mogelijk. In te scherpe bochten is toepassing van rechthoekige betonblokken niet mogelijk of ongewenst. Bij een bochtstraal kleiner dan 100 meter kan dit een beperkende factor zijn; in de praktijk is dit meestal geen ja/nee-, maar een plus/min-criterium.

Als de onderste strook van een steenzetting moet worden verbeterd, terwijl daarboven steenzettingen liggen die kunnen worden gehandhaafd, is overlagen met breuksteen het overwegen waard.

Beheer

Soms heeft een beheerder zodanig slechte ervaringen met bepaalde soorten, dat deze in de globale voorselectie al afvallen. Ook kan bijvoorbeeld als eis gelden dat de bekleding machinaal in pakketten herzetbaar moet zijn, of dat de bovenkant van de bekleding zo vlak mogelijk moet zijn. Overlaging met breuksteen wordt soms als ongewenst beschouwd.

Ad 3. Omgevingseisen
Milieu

Milieu kan een criterium zijn bij de voorselectie van toplaag en overige lagen. Door wetten of voorschriften kunnen bepaalde restmaterialen zoals koperslakblokken en mijnsteen niet toepasbaar zijn. Deze gegevens staan in de m.e.r. of milieuvergunning.

Ecologie

Uit het oogpunt van begroeibaarheid kunnen aan een ontwerpvak zodanige eisen worden gesteld dat bepaalde bekledingstypen bij voorbaat niet toepasbaar zijn. Het gaat daarbij om vakken met een 'onvoldoende' getoetste bekleding met goede of bijzondere begroeiing (herstel van de begroeiing), of een vak waar de omstandigheden een goede of bijzondere begroeiing mogelijk maken (verbetering van begroeibaarheid). In de praktijk wordt deze afweging door of in nauw overleg met experts uitgevoerd. De ecologische geschiktheid speelt echter vooral een rol in de uiteindelijke afweging en keuze.

Landschap, cultuurhistorie en recreatie

Uit het criterium landschap volgen slechts zelden absolute eisen waardoor bekledingstypen in de voorselectie afvallen. Het is mogelijk dat aparte ontwerpvakken worden onderscheiden op grond van de criteria cultuurhistorie en recreatie. In de praktijk zijn deze criteria echter zelden zo zwaarwegend dat ze in de voorselectie een rol spelen. Ze spelen vooral een rol in de uiteindelijke afweging en keuze.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Dimensioneringsprincipes van de filters onder een steenzetting

Golfaanval op een steenzetting veroorzaakt een stroming onder de toplaag, voornamelijk evenwijdig aan het talud. Als gevolg van deze stroming kunnen de bovenste deeltjes van de ondergrond uitspoelen, waardoor de toplaag uit verband raakt (faalmechanisme materiaaltransport vanuit de ondergrond. Om dit faalmechanisme te voorkomen wordt in een bekledingssysteem van steenzettingen normaal gesproken een filterconstructie opgenomen, bestaand uit geokunststof en/of granulair materiaal. Daarnaast is een granulaire laag nodig om afschuiven te voorkomen als er geen kleilaag is en is het ook belangrijk als dekvloer, vooral in de getijzone.

Het ontwerp van de filterconstructie wordt aanbevolen als de eerste 'stap' in het ontwerpproces, omdat het ontwerp van de filterconstructie invloed heeft op de andere faalmechanismen (toplaaginstabiliteit en afschuiving), terwijl het ontwerp van de andere constructieonderdelen nauwelijks invloed heeft op het ontwerp van de filterconstructie. Als het ontwerp van de filterconstructie bekend is, hoeft met veel minder varianten rekening te worden gehouden bij de berekeningen voor de andere faalmechanismen.

Onder de toplaag wordt altijd een dunne uitvullaag toegepast. Deze moet zo dun mogelijk zijn, maar minstens ongeveer 5 centimeter. Dit functioneert onder andere als werkvloer. De korrelgrootte wordt bepaald uit de volgende mechanismen:

- Materiaaltransport door de toplaag (onvoldoende grote D_{f50} en/of D_{f90})
- Stabiliteit van de toplaag (voldoende kleine D_{f15})

Onder de uitvullaag kan een geotextiel of granulair filter toegepast worden. Als er een kleilaag is, wordt vrijwel altijd gekozen voor een geotextiel. Alleen als voor een geometrisch-open filterontwerp wordt gekozen, heeft de toplaagdikte invloed op het filterontwerp. In dat geval is een iteratieslag nodig. Het ontwerp van filterconstructies wordt uitgebreid behandeld in CUR-rapport 161.

Filters moeten migratie van materiaal uit de ondergrond voorkomen en waterdoorlatend zijn. Dit zijn de belangrijkste functionele eisen. Daarnaast kunnen met het oog op de uitvoering sterkte-eisen worden gesteld. Als het filter wordt toegepast om afschuiving te voorkomen (als er geen kleilaag is), dan is de dikte van de laag het belangrijkste.

Een belangrijke basiskeuze bij filterontwerp is het ontwerpcriterium voor de gronddichtheid geometrisch-dicht of geometrisch-open:

- Bij een geometrisch-dicht filter zijn de korrels van de ondergrond groter dan de openingen in de filterconstructie, zodat materiaaltransport fysiek onmogelijk is, onafhankelijk van de belasting.

Tabel 1

A	=	leklengte	[m]
b	=	dikte van de filterlaag	[m[
D	=	dikte van de toplaag	[m]
k	=	doorlatendheid van	[m/s]

		het filter	
k'	=	doorlatendheid van de toplaag	[m/s]

- Voor een geometrisch-open filter gelden minder strenge regels: er wordt rekening gehouden met een maatgevende belasting en de filterconstructie wordt zodanig ontworpen dat bij die maatgevende belasting geen materiaaltransport zal optreden.

Bij elk van beide ontwerpcriteria horen ontwerpregels voor de verhouding van de openingsgrootte van de filterconstructie en de korrelgrootte van de ondergrond. De openingsgrootte wordt voor een geokunststof uitgedrukt in de karakteristieke openingsgrootte O90. Bij een granulair filtermateriaal zijn de afmetingen van de fijne fractie representatief voor de openingsgrootte. Hiervoor wordt de karakteristieke korreldiameter D_{f15} gebruikt, waarin het subscript f staat voor 'filter'. Verder is de porositeit n van belang. Voor de korrelgrootte van de ondergrond is een maat nodig voor de gemiddelde of grove fractie. Afhankelijk van de ontwerpregel wordt gewerkt met de karakteristieke korreldiameters D_{50}, D_{60}, D_{85} en D_{90}.

Voor een hydraulisch-dicht maar geometrisch-open filter speelt daarnaast de hydraulische belasting een rol.

Bij granulaire filters gelden nog aanvullende eisen voor de korrelverdeling: niet alleen de filterwerking ten opzichte van de ondergrond is van belang, maar er moet ook worden voldaan aan ontwerpcriteria voor de interne stabiliteit en ontwerpcriteria voor materiaaltransport vanuit de filterconstructie naar de bovenliggende laag (vaak de toplaag). Dit laatste mechanisme wordt 'materiaaltransport vanuit de granulaire laag' genoemd. Met het oog op de interne stabiliteit gelden regels voor de verhouding tussen de fijne en grove fractie van het materiaal zelf. Met het oog op materiaaltransport naar de bovenliggende laag gelden eisen aan de gemiddelde of grove fractie (bijvoorbeeld D_{50} of groter).

Tenslotte moet rekening worden gehouden met de waterdoorlatendheid: de filterconstructie moet niet minder waterdoorlatend zijn dan de ondergrond om opbouw van waterspanning te voorkomen. Daarnaast is de doorlatendheid van het filter ook van belang voor potentiele drukopbouw (stijghoogteverschil) onder de toplaag.

Naarmate de stroming in het filter geringer is, is het stijghoogteverschil ook kleiner. De stroming wordt onder andere beperkt door een kleine dikte van de filterlaag of een lage doorlatendheid van het filter. Hierbij van belang is een kleine verhouding tussen de doorlatendheid van het filter en de doorlatendheid van de toplaag, want dan kan het met moeite door het filter stromende water bijna ongehinderd door de toplaag wegstromen. Het bijna ongehinderd wegstromen wil zeggen: zonder groot stijghoogteverschil. Deze doorlatendheidsverhouding komt ook terug in de belangrijkste constructie-beschrijvende parameter, de leklengte. Hierdoor is deze parameter een maat voor de grootte van het stijghoogteverschil over de toplaag bij een gegeven golfbelasting:

$$\Lambda = \sqrt{\frac{bDk}{k'}} \qquad (1)$$

Waarbij:

Λ = leklengte [m]

b = dikte van de filterlaag [m]
D = dikte van de toplaag [m]
k = doorlatendheid van het filter [m/s]
k’ = doorlatendheid van de toplaag [m/s]
Behalve de verhouding tussen de doorlatendheden k en k', zijn in deze parameter ook de dikte van de toplaag en de filterlaag opgenomen. Deze zijn namelijk mede bepalend voor de stroming.

In een constructie met een grote leklengte treden grotere stijghoogteverschillen over de toplaag op dan in een constructie met een kleine leklengte. Dit is vooral een gevolg van de verhouding k/k' in de leklengteformule. De grootte van de leklengte ligt in de meeste gevallen tussen 0,3 en 2 meter.

Als er geen granulair filter aanwezig is, zoals bij een toplaag op een geotextiel op zand of blokken op klei, is de leklengteparameter onbepaalbaar omdat de grootte van b en k niet te bepalen is. Bij dit type constructie is de fysische beschrijving van de stroming anders.

De aanpak met een leklengte is van toepassing zolang de doorlatendheid van de toplaag veel kleiner is dan die van het filter en de doorlatendheid van het filter groter is dan circa 5 mm/s.

Conflicterende eisen aan korrelverdeling

Bij een granulair filter worden vanuit de verschillende ontwerpcriteria mogelijk conflicterende eisen gesteld aan de korrelverdeling. Bij een ondergrond van fijn materiaal is een kleine D_{f15} nodig (tegen uitspoeling vanuit de ondergrond). Bij een open toplaag met golfbelasting is een grote D_{f50} nodig (tegen uitspoeling door de toplaag heen), en het quotiënt van die twee moet niet te groot zijn vanwege de eisen voor interne- stabiliteit. Een granulair filter kan in zo'n geval vaak alleen aan de eisen voldoen als het bestaat uit meerdere lagen, elk met intern stabiele korrelverdelingen die onderling op elkaar zijn afgestemd. In de praktijk wordt een geotextiel toegepast om uitspoeling van fijn materiaal uit de ondergrond te voorkomen. Hierdoor is vaak een meerlaagse granulaire laag ten behoeve van uitspoeling niet meer noodzakelijk.

Een keuze voor een geometrisch-open/hydraulisch-dicht filter leidt tot minder strenge filtereisen, waardoor mogelijk minder filterlagen nodig zijn. Deze keuze kan overigens pas worden gemaakt als de filterconstructie volgens beide ontwerpcriteria is gedimensioneerd.

Een keuze voor een geometrisch-open/hydraulisch-dicht filter leidt tot minder strenge filtereisen, waardoor mogelijk minder filterlagen nodig zijn. Deze keuze kan overigens pas worden gemaakt als de filterconstructie volgens beide ontwerpcriteria is gedimensioneerd.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Keuze soort geokunststof of granulair filter

Normaal gesproken komen twee soorten geokunststof in aanmerking voor ontwerp: vliezen (non-woven) en weefsels (woven). Beide soorten kunnen in het algemeen zo worden ontworpen dat wordt voldaan aan de eisen van gronddichtheid, waterdoorlatendheid en uitvoeringssterkte. De keuze wordt vaak bepaald door uitvoeringsoverwegingen en persoonlijke ervaring en voorkeur van de ontwerper, en door de leverbaarheid van producten.

In het algemeen zijn vliezen minder gronddoorlatend, maar ook minder sterk dan weefsels. Bovendien rekken vliezen onder trekkracht meer dan weefsels; te veel rek is ongewenst omdat de doorlatendheid erdoor toeneemt. Dit verschil is relevant als in de uitvoering veel trekkracht wordt uitgeoefend op het geokunststof.

In bijzondere gevallen kunnen ook folies in aanmerking komen. Folies zijn waterdicht en daarom niet geschikt in zones waar wateroverdrukken kunnen ontstaan; ze kunnen dus in principe wel hoger op

het talud worden toegepast, bijvoorbeeld meer dan 1 meter boven gemiddeld hoogwater. Een ander nadeel is dat folies erg glad zijn; bij een relatief steile helling kan dit tot afschuiving leiden van de lagen erboven. Voor dit aspect bestaan geen algemeen toepasbare rekenregels; bij toepassing van een folie op een helling steiler dan ongeveer 1:4 is specialistische kennis nodig.
Het ontwerp van een geokunststof filter resulteert in ontwerpeigenschappen met betrekking tot gronddichtheid, waterdoorlatendheid en uitvoeringssterkte. In de praktijk is het verstandig om in ontwerp en contract alleen deze functionele en uitvoeringstechnische eisen op te nemen, zodat de keuze voor het exacte type en de exacte kenmerken kan worden overgelaten aan uitvoering en/of aannemer. Daardoor kan beter rekening worden gehouden met de beschikbaarheid van materialen op de markt.

Ontwerpeigenschappen

Ontwerpeigenschappen zijn:

- Karakteristieke openingsgrootte O_{90} (van belang voor gronddichtheid).
- Dikte en permittiviteit (van belang voor waterdoorlatendheid).
- Treksterkte, rek bij breuk, doordrukkracht (van belang voor uitvoeringssterkte).

Voor achtergronden over toepasbaarheid, eigenschappen en uitvoeringstechnische zaken met betrekking tot geotextiel wordt verwezen naar CUR-rapportage 174: Geokunststoffen in de waterbouw.

In de praktijk zal binnen grotere projecten, met tamelijk constante omstandigheden, vaak worden gewerkt met standaardoplossingen voor geokunststof. De keuze tussen een geometrisch-dicht of -open filter wordt al gemaakt bij de afweging tussen een granulair filter en een geokunststof. Als eenmaal gekozen is voor een granulair filter, is in de praktijk alleen de keuze voor het granulaire materiaal van belang. Vooral steenslag en gebroken grind komen in aanmerking. Indien beschikbaar kan ook breed gegradeerd granulair materiaal worden gebruikt (mijnsteen, fosforslakken, betonpuin, silex). De keuze tussen deze materialen wordt in de praktijk meestal bepaald door de beschikbaarheid in de markt en wordt daarom vaak overgelaten aan uitvoering en/of aannemer.

Bij de dimensionering moet rekening worden gehouden met de eisen vanuit de faalmechanismen materiaaltransport vanuit de ondergrond en materiaaltransport vanuit de granulaire laag, en daarnaast met eisen voor interne stabiliteit en waterdoorlatendheid. De regels leiden tot een set voorwaarden voor de korrelverdeling (fijne fractie, gemiddelde fractie, grove fractie, verhouding tussen fracties). In de praktijk vertaalt de ontwerper deze eisen naar een standaardkorrelverdeling voor granulaire materialen die in het contract wordt opgenomen. Bij (gebroken) grind en steenslag is de kleinste standaardsortering 2/6 mm; de grootste standaardsortering is 20/40 mm voor (gebroken) grind en 22/32 mm voor steenslag. Ongebroken grind is ongeschikt als filter- of uitvullaag. Behalve de korrelverdeling is de laagdikte van belang. Uit functioneel oogpunt zijn minimaal enkele lagen korrels nodig, wat neerkomt op enkele centimeters. In het algemeen is met het oog op de uitvoering een grotere minimale laagdikte nodig: ongeveer 5 à 10 centimeter.

Met het oog op de andere faalmechanismen (met name toplaaginstabiliteit) moet zowel voor de sortering als de laagdikte rekening worden gehouden met veiligheidsmarges.

Zowel met een geokunststof als met granulaire lagen kan in principe voor elke situatie een goed werkend filter worden ontworpen. De keuze tussen de twee typen wordt dus niet rechtstreeks bepaald door de vereiste werking, maar door afgeleide criteria.

Een belangrijk verschil tussen de twee typen is de constructiedikte: een geokunststof heeft altijd een kleine dikte (orde mm), terwijl een granulair filter uit uitvoeringstechnisch oogpunt minimaal enkele

centimeter dik moet zijn en bovendien nog dikker wordt als meer lagen nodig zijn. De dikte van de filterconstructie is van belang voor de afweging: een dikker filter is moeilijker in te passen in de constructie en bovendien duurder. Verder is een dikke granulaire laag in een steenzetting ongunstig met het oog op het faalmechanisme toplaaginstabiliteit, maar juist gunstig met het oog op afschuiving.
In bepaalde omstandigheden is uitvoeringstechniek van belang. Onder water is het niet mogelijk om een granulair filter met dunne lagen voldoende nauwkeurig aan te brengen. Anderzijds zijn voor het afzinken van een geokunststof speciale maatregelen nodig die vooral bij kleine projecten relatief duur zijn.

Over de levensduur van geokunststoffen is minder bekend dan over die van granulaire filters. De geokunststoffen in een steenzetting worden alleen tijdens de uitvoering blootgesteld aan het zonlicht; op basis van de beschikbare kennis wordt in de huidige ontwerppraktijk van steenzettingen aangenomen dat een levensduur van minimaal 50 jaar wordt gehaald.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Standaard steenzettingen dimensionering op toplaagstabiliteit

Na de voorselectie van bekledingssystemen en de keuze van de filterconstructie resteert per ontwerpvak een beperkt aantal mogelijke oplossingen. De uitgebreide verzameling van varianten zal in de praktijk gereduceerd zijn tot maximaal vijf bekledingssystemen waarvan vaststaat dat ze in principe kunnen worden toegepast, mits ze voldoen aan de eisen ten aanzien van de faalmechanismen toplaaginstabiliteit en afschuiving. De dimensionering op toplaaginstabiliteit wordt hieronder behandeld in deze paragraaf voor standaardsteenzettingen.

Berekend kan worden op welke plaatsen in het ontwerpvak elk type sterk genoeg is; dit wordt ook wel de bepaling van de technische toepasbaarheid genoemd. Op deze plaats wordt alleen het buitentalud onder het ontwerppeil behandeld. Hieronder valt het talud boven ontwerppeil, maar ook de invloed van bermen en overgangsconstructies op de stabiliteit van de steenzetting. Als deze elementen in het buitentalud aanwezig zijn, moet daarmee zorgvuldig rekening worden gehouden.

Voor de bepaling van de technische toepasbaarheid worden alleen berekeningen gemaakt voor het faalmechanisme toplaaginstabiliteit. In de praktijk is dit mechanisme bijna altijd maatgevend. Pas later in het ontwerpproces, na het vaststellen van de ontwerpvarianten, worden controleberekeningen gemaakt voor het mechanisme afschuiving. Eventuele problemen die daarbij naar voren komen, kunnen vaak relatief eenvoudig worden opgelost met ontwerpingrepen in constructieonderdelen die geen invloed hebben op de faalmechanismen materiaaltransport en toplaaginstabiliteit (zoals bijvoorbeeld een dikkere kleilaag). Eventueel is in dat stadium een terugkoppeling nodig naar deze stap, de dimensionering op het faalmechanisme toplaaginstabiliteit. Zoals eerder besproken wordt in de huidige ontwerppraktijk geen rekening gehouden met de erosieweerstand van de onderlagen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Verschil hergebruik en nieuw aan te voeren toplaagelementen

Bij de bepaling van de technische toepasbaarheid bestaat een principieel verschil tussen elementen die beschikbaar zijn voor hergebruik en nieuw aan te voeren elementen. In geval van hergebruik staan de materiaaleigenschappen vast; die zijn daardoor een randvoorwaarde voor de ontwerpberekeningen. In de praktijk is het mogelijk dat de beschikbare elementen niet in het hele projectgebied sterk genoeg zijn (doordat hydraulische randvoorwaarden of taludhelling variëren). Hergebruik is vaak gewenst uit het oogpunt van kosten en milieu. Het doel van deze stap in het

ontwerpproces is daarom: nauwkeurig vaststellen wáár hergebruik technisch mogelijk is.
Bij nieuw aan te voeren elementen kunnen de materiaaleigenschappen worden gekozen door de ontwerper, binnen de grenzen van de leverbaarheid. De materiaaleigenschappen zijn in dit geval dus geen randvoorwaarde, maar een ontwerpeigenschap. In de praktijk is meestal al eerder in het ontwerpproces vastgesteld dat de sterkst leverbare elementen in het hele projectgebied toepasbaar zijn. In dit stadium van het ontwerp is het van belang om te komen tot een optimalisatie van de materiaaleigenschappen. Voor nieuw aan te voeren elementen is het doel van deze stap dan ook: het bepalen van de kleinste toplaagdikte en – dichtheid waarbij de betreffende bekledingstypen nog sterk genoeg zijn.

Voor standaardelementen op een granulaire laag zijn beide situaties van belang. Voor de meeste andere varianten (standaardelementen zonder granulaire laag, blokkenmatten, doorgroeistenen) is in de praktijk alleen de situatie met nieuw aan te voeren elementen van belang.

Voor een eerste indicatie van toplaagdikte om het ontwerpproces te starten, kan de volgende formule gebruikt worden:

$$\frac{H_s}{\Delta D} = 5 \qquad (1)$$

met:

Hs = significante golfhoogte [m]
Δ = relatieve dichtheid toplaagelementen [-]
D = dikte toplaag (= hoogte toplaagelementen) [m]

Versie 1.0: 2 juli 2025

Dimensioneren van nieuw aan te voeren standaardelementen op een granulaire laag

De weerstand tegen toplaaginstabiliteit kan in dit geval worden berekend met de analytische methode die is verwerkt in het computerprogramma STEENTOETS. Constructief is er geen verschil met 'hergebruik', maar voor de bepaling van de toepasbaarheid is wel een andere procedure nodig.

In geval van nieuw aan te leveren elementen kunnen de materiaaleigenschappen (elementhoogte en dichtheid) door de ontwerper worden gekozen, binnen de grenzen van de leverbaarheid. In de praktijk zijn nieuw aan te leveren standaardelementen bijna altijd betonzuilen. De tekst in deze paragraaf is daarop gebaseerd, maar het principe van de rekenprocedure is ook toepasbaar voor een andere soort steenzetting die leverbaar is met verschillende combinaties van elementhoogte en dichtheid.

Berekening kleinste toplaagdikte per dichtheid

Uitgangspunt van de rekenprocedure is dat de zwaarst leverbare betonzuilen in het hele ontwerpvak toepasbaar zijn. Als dit niet het geval is, kan worden bepaald op welk deel van het ontwerpvak de zwaarst leverbare elementen wél technisch toepasbaar zijn. Het resultaat van de rekenprocedure hieronder is een overzicht voor elk ontwerpvak van de lichtste betonzuilen (ten aanzien van zuilhoogte én dichtheid) die technisch toepasbaar zijn.

Meestal neemt de golfhoogte af met het waterstandsniveau. Elke strook die binnen een ontwerpvak wordt onderscheiden, wordt ontworpen op de zwaarst belaste steen. Een gedetailleerde verdeling in ontwerpstroken kan dus leiden tot een efficiënter ontwerp, maar daartegenover staan uitvoeringstechnische nadelen (en toename van het ontwerpwerk). In de praktijk zullen niet meer dan twee of drie stroken binnen één ontwerpvak worden toegepast. Daarbij wordt opgemerkt dat de

bovenste strook vaak een groot deel van het talud in beslag zal nemen. De zwaarst belaste steen bevindt zich op enige afstand onder de maatgevende hoogwaterstand en de grens voor toepassing van een lichter zuiltype bevindt zich weer op enige afstand daaronder, waar de golfbelasting lichter is. De rekenprocedure moet apart worden doorlopen voor elke strook (in de praktijk maximaal drie). Rekenprocedure:

1. Neem de golfrandvoorwaarden die horen bij de ontwerpstrook.
2. Neem de ontwerpwaarde voor de open ruimte en voor de kenmerken van de granulaire laag.
3. Neem de ontwerpwaarde voor de cotangens van de ontwerphelling.
4. Kies het type overgangsconstructie en het niveau ten opzichte van NAP.
5. Bepaal voor alle praktisch leverbare waarden voor de dichtheid de kleinst mogelijke zuilhoogtes; bij de dichtheid kan worden gewerkt met stappen van 50 à 100 kg/m^3 en bij de zuilhoogte met stappen van 5 centimeter. Eind 2011 waren dichtheden van 2300 tot 2900 kg/m^3 en zuilhoogtes van 15 tot 50 centimeter. Werkwijze voor elke waarde van de dichtheid:
   5a. Kies een waarde voor de zuilhoogte.
   5b. Controleer of het resultaat van STEENTOETS bij deze invoerwaarden stabiel is.
   5c. Zo nee: kies een grotere zuilhoogte en voer stap 5b opnieuw uit; zo ja: de laatst gebruikte zuilhoogte is de kleinst toepasbare in combinatie met de gebruikte waarde voor de dichtheid.

Vanzelfsprekend kan stap 4 ook andersom worden ingestoken: eerst een zuilhoogte kiezen en vervolgens de bijbehorende kleinst mogelijke dichtheid bepalen.

Deze werkwijze leidt voor elk bekledingsvak tot een aantal mogelijke combinaties van dichtheid en zuilhoogte. Bij de range van betonzuiltypen die eind 2010 leverbaar was, zijn in de praktijk twee of drie combinaties met ongeveer dezelfde toplaagstabiliteit mogelijk, omdat bij kleinere en grotere zuilhoogte de benodigde dichtheid niet leverbaar is.

Het is in principe mogelijk om andere ontwerpparameters te veranderen om een bepaald zuiltype toe te kunnen passen (taludhelling, eigenschappen granulaire laag, open- ruimtepercentage).

Voor de afweging tussen de verschillende toepasbare combinaties van zuilhoogte en dichtheid gelden vooral kosten, uitvoeringsaspecten en beheersaspecten als criteria. Voor elke ontwerpstrook gaat het om een afweging tussen hoge zuilen met kleine dichtheid en lage zuilen met grote dichtheid.

De kosten van de verschillende combinaties worden in de eerste plaats bepaald door de beschikbaarheid op de markt; die varieert zo sterk dat de ene keer hoge zuilen met kleine dichtheid en de andere keer lage zuilen met grote dichtheid goedkoper zullen zijn. Wellicht worden de kosten in het algemeen iets sterker bepaald door de dichtheid dan door de zuilhoogte, zodat een hoge zuil met kleine dichtheid gemiddeld iets goedkoper zal zijn.

Ten aanzien van de uitvoering is het vooral van belang zo weinig mogelijk verschillende zuiltypen binnen één werk toe te passen. Dit heeft invloed op het aantal stroken dat binnen één vak wordt onderscheiden, maar het kan ook leiden tot een keuze voor (beperkte) overdimensionering van de toplaag zodat hetzelfde type kan worden toegepast als in een aansluitend ontwerpvak of een aansluitende strook. Voor het beheer is het eveneens gunstig als er weinig verschillende typen worden toegepast. Als toch wordt gekozen voor verschillende typen is het verstandig om te kiezen voor zuiltypen die visueel te onderscheiden zijn. Met het oog op de weerstand tegen afschuiving kan het gunstiger zijn om lage zuilen met hoge dichtheid te kiezen; deze bieden evenveel toplaagstabiliteit, maar bij gelijkblijvende bovenkant kan een dikkere kleilaag worden gehandhaafd en dat is gunstig voor de weerstand tegen afschuiving.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Dimensioneren hergebruikte standaardelementen op granulaire laag

Voor steenzettingen op een granulaire laag (uitvullaag en/of filterlaag) kan de weerstand tegen toplaaginstabiliteit onder golfaanval worden berekend met de analytische methode die is verwerkt in het computerprogramma STEENTOETS.

In geval van hergebruik staan de materiaaleigenschappen (elementhoogte en dichtheid) in principe vast, zodat precies kan worden berekend op welke plaatsen welke partij toepasbaar is. Daarbij kunnen per ontwerpvak (met constante randvoorwaarden en taludhelling) twee verschillende benaderingen worden gevolgd:

1. Berekening tot welk niveau het bekledingstype toepasbaar is, uitgaand van een eerste benadering van de ontwerpwaarde voor de taludhelling.
2. Berekening van de steilste taludhelling waarbij het bekledingstype toepasbaar is tot aan de bovengrens van het ontwerpvak.

De tweede benadering is vooral nuttig als uit de eerste benadering is gebleken dat het bekledingstype bijna op het hele dwarsprofiel van het ontwerpvak toepasbaar is, of als toepassing van een bepaald bekledingstype in het betreffende ontwerpvak zeer gewenst is.

Ad 1. Berekening maximaal niveau bij gekozen taludhelling

Vastgesteld moet worden tot welk niveau de beschikbare elementen kunnen worden toegepast als het geometrisch ontwerp van de dijk of dam wordt gehandhaafd. De geometrie van de dijk of dam is daarin een belangrijke parameter. In dat stadium van het ontwerpproces is voor elk ontwerpvak een eerste globale geometrie van het talud vastgesteld. Daarbij hoort ook een verloop van de taludhelling vanaf de teen tot aan de bovengrens van het ontwerpvak. In de praktijk wordt meestal gewerkt met één constante waarde of een verdeling van het ontwerpvak in twee stroken met ieder een waarde voor de taludhelling.

Als de taludhelling en de hydraulische randvoorwaarden niet variëren binnen het dwarsprofiel van het ontwerpvak, is het resultaat van de rekenprocedure dat het bekledingstype al dan niet toepasbaar is bij de gekozen taludhelling. In de praktijk is er wel vaak variatie: de golfbelasting neemt vaak toe met het niveau (tot aan de maatgevende hoogwaterstand), zie het Deel 1: Algemeen (bijlage 6) van deze Handreiking [30]. Het resultaat van de rekenprocedure is dan het niveau tot waar het bekledingstype kan worden toegepast.

Uitgangspunt voor de rekenprocedure is dat de golfbelasting met het niveau toeneemt of gelijk blijft en dat de taludhelling constant is. De rekenprocedure moet daarom apart worden doorlopen voor elke ontwerpstrook met constante taludhelling (in de praktijk één of twee).

Rekenprocedure

Kies voor de bovenrand van de bekleding in eerste instantie de bovenkant van de ontwerpstrook:

1. Zoek de bijbehorende golfrandvoorwaarden op.
2. Neem de ontwerpwaarden voor de gegevens van de toplaag en de taludhelling. Houd hierbij rekening met de eventuele veiligheidsmarges voor dichtheid, laagdikte granulaire laag en taludhelling.
3. Controleer of het resultaat van STEENTOETS bij deze invoerwaarden stabiel is.
   Zo niet: kies een lager niveau en voer stap 3 opnieuw uit; zo ja: het laatst gebruikte niveau van de bovenrand is het resultaat van de rekenprocedure.

In de praktijk wordt gerekend met waarden voor het niveau die zijn afgerond op één decimeter. Het

hoogste niveau waarbij het resultaat van STEENTOETS stabiel is, is het maximale niveau tot waar de beschikbare elementen bij de gekozen taludhelling toepasbaar zijn.

Ad 2. Berekening taludhelling voor toepassing tot bovengrens

Als uit de rekenprocedure in Ad 1. blijkt dat een bekledingstype bijna tot aan de bovengrens toepasbaar is of als toepassing van een bekledingstype bijzonder gewenst is, kan overwogen worden om bepaalde ontwerpparameters voor dit doel te veranderen. De meest voor de hand liggende paramater hiervoor is de taludhelling; eventueel kunnen ook de dikte en doorlatendheid van de granulaire laag en het open-ruimtepercentage van de toplaag worden gevarieerd. De hier gegeven procedure gaat over de taludhelling, maar is ook toepasbaar voor de andere parameters.

Bij het begin van het ontwerpproces staat wel vast wat de globale taludhelling moet zijn (vanwege inpassing), maar kan de taludhelling in de praktijk nog wel enigszins worden verflauwd (in de orde van enkele tienden op de cotangens). Als de golfrandvoorwaarden niet variëren binnen het dwarsprofiel, is het resultaat van deze rekenprocedure één taludhelling die nodig is om het bekledingstype in het hele ontwerpvak toe te kunnen passen. Als de golfbelasting toeneemt met de hoogteligging, kan in theorie de taludhelling ook met de hoogteligging worden gevarieerd, maar in de praktijk zal voor hoogstens twee à drie aparte stroken de benodigde taludhelling worden bepaald (dit wordt ook wel een ondertafel en een boventafel genoemd). De rekenprocedure moet apart worden doorlopen voor elke strook (in de praktijk één of twee).

Rekenprocedure

1. Neem voor de gegevens van toplaag en granulaire laag dezelfde waarden als bij de bepaling van het maximale niveau; neem voor de golfrandvoorwaarden de waarden die horen bij de bovengrens van het ontwerpvak.
2. Kies voor de cotangens van de ontwerphelling een grotere waarde dan de voorlopige ontwerpwaarde, dit is om rekening te houden met de onzekerheid in de uitvoering (bijvoorbeeld 0,1 groter).
3. Controleer of het resultaat van STEENTOETS bij deze invoerwaarden stabiel is.
4. Zo nee: kies een grotere waarde voor de cotangens en voer stap 3 opnieuw uit; zo ja: de laatst gebruikte taludhelling is het resultaat van de rekenprocedure.

In de praktijk wordt gerekend met waarden voor de cotangens die zijn afgerond op één decimaal. De steilste taludhelling waarbij het resultaat van STEENTOETS stabiel is, is de helling tot waar het talud minimaal moet worden verflauwd om de beschikbare elementen op het ontwerpvak toe te kunnen passen. Vanzelfsprekend moet hierbij rekening worden gehouden met de benodigde toleranties.

N.B.

De taludhelling is een belangrijke parameter bij de bepaling van de benodigde kruinhoogte. Bij ontwerpvarianten met verandering van de taludhelling moet worden gecontroleerd of dit invloed heeft op de benodigde kruinhoogte.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Dimensioneren steenzettingen met afstandhouders

Steenzettingen met afstandhouders zijn toegepast, omdat de vergroting van de toplaagdoorlatendheid voor toename van de stabiliteit van de toplaagelementen zorgt. Voor dit bekledingstype gelden normaal gesproken exact dezelfde rekenregels als voor standaardsteenzettingen. Alleen de bepaling van de rekenwaarde van de open ruimte is afwijkend.

Een belangrijk aandachtspunt bij het ontwerp is dat de afstandhouders ook onder maatgevende

omstandigheden hun functie moeten blijven vervullen. Ze mogen bijvoorbeeld niet uitspoelen. In de praktijk is gebleken dat dit alleen mogelijk is als daarvoor speciale voorzieningen zijn getroffen, bijvoorbeeld in de vormgeving van de afstandhouders.
Afstandhouders zijn toegepast bij hergebruik van rechthoekige betonblokken. Een tweede aandachtspunt is de levensduur van de afstandhouders: de afstandhouders moeten hun functie blijven vervullen gedurende de beoogde levensduur. Omdat ook tijdens de uitvoering de afstandhouders extra handelingen vereisen, valt dit type constructie al snel af als onaantrekkelijk alternatief.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Dimensioneren blokkenmatten

Blokkenmatten ontlenen ongeveer 10% extra stabiliteit aan de onderlinge verbinding tussen de elementen. Bij het ontwerp van blokkenmatten worden dezelfde rekenregels toegepast als bij niet gekoppelde toplaagelementen, waarbij apart 10% extra stabiliteit in rekening wordt gebracht. Dit kan worden gedaan door te rekenen met een 10% grotere elementhoogte D.

De rekenprocedure met betrekking tot het faalmechanisme toplaaginstabiliteit hangt af van de vraag of onder de blokkenmat een granulaire laag aanwezig is.

Voor het bijzondere geval dat langsstroming relevant is, is de volgende algemene dimensioneringsregel voor toplaaginstabiliteit onder langsstroming van belang:

$$\Delta D \geq 0,44 \frac{u^2}{g} \qquad (1)$$

Waarin:

Δ = relatieve dichtheid toplaagelementen $(\rho_t - \rho_w)/\rho_w$ [-]

D = dikte toplaag (= hoogte toplaagelementen) [m]

u = diepte-gemiddelde stroomsnelheid ter plaatse van de teen [m/s]

g = zwaartekrachtsvernelling [m/s]

Hierbij kan rekening worden gehouden met 10% extra stabiliteit.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Dimensioneren van doorgroeistenen

Doorgroeistenen (grasbetonstenen) worden enkel toepast bij een uitdrukkelijke wens van de beheerder. Voorlopig wordt aangenomen dat doorgroeistenen onder hydraulische belasting even stabiel zijn als de hoger op de dijk aanwezige grasbekleding.

Verdere aandachtspunten bij het ontwerp van doorgroeistenen zijn:

- Doorgroeistenen moeten niet onnodig worden toegepast, maar alleen daar waar het vanuit het beheer nuttig is.
- Op de overgang van doorgroeistenen naar gras moet geen betonbandje of palenrij toegepast worden.
- Bij de uitvoering moet er nadrukkelijk op gelet worden dat het inwasmateriaal (steenslag) van de aangrenzende steenzetting niet in de gaten van de doorgroeistenen komt, omdat dit later de kwaliteit van het gras nadelig beïnvloedt.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Dimensioneren ingegoten steenzetting

Een ingegoten steenzetting bezwijkt op een andere manier dan een niet-ingegoten steenzetting. Er is sprake van een langzame aftakeling waarin meerdere fasen te onderscheiden zijn. In een eerste fase leiden grote golfterugtrekkingen tot kortstondig opdrijven van de toplaag, waardoor golfklappen scheuren kunnen veroorzaken in de toplaag.

Naarmate het aantal scheuren toeneemt, neemt de sterkte van de toplaag af. Tegelijkertijd neemt de doorlatendheid toe, maar deze kan de sterkte-afname onvoldoende compenseren waardoor de toplaag steeds meer gaat vervormen en het filter gaat migreren. Op een gegeven moment is de bekleding zodanig vervormd en beschadigd dat ze bij een grote golfterugtrekking of golfklap over een oppervlakte van meerdere zuilen bezwijkt. Er is niet uitgebreid onderzocht hoe de bekledingseigenschappen en de golfparameters het bezwijkproces en de sterkte van een ingegoten steenzetting beïnvloeden. De sterkte wordt berekend met een empirische formule die opgenomen is in STEENTOETS.

Controle toplaagdikte

Omdat de toplaagdikte al vastligt, bestaat het ontwerp uit het controleren of de aanwezige zuilenzetting voldoende sterk wordt als ze goed met gietasfalt wordt ingegoten. Deze controleberekening wordt uitgevoerd met STEENTOETS. Daarbij zijn er de volgende aandachtspunten:

1. Om de bekleding te berekenen als een goed ingegoten steenzetting wordt een ingietingsdiepte ingevoerd die groter is dan de helft van de toplaagdikte, met een minimum van 0,1 meter.
2. Voor het berekenen van de stabiliteit is de te verwachte waarde van Valgewicht-deflectiemetingen (VGD-metingen) nodig. Als men daar geen inschatting van kan maken, wordt aanbevolen een conservatieve waarde te gebruiken van 1 GPa.
3. Standaard wordt in het ontwerp een veiligheidsfactor van 1,1 toegepast alhoewel er iets minder onzekerheden zijn dan bij een geheel nieuwe steenzetting.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Dimensioneren steenzettingen met ruwheidselementen

Toplagen met ruwheidselementen, zie Figuur 1, komen in bijzondere gevallen in aanmerking voor ontwerp als het nodig is om de golfoploop te verkleinen. De krachten van het water op de uitsteeksels zorgen voor een bijzondere belastingssituatie die niet is verwerkt in de rekenregels voor standaardsteenzettingen: het kantelen en wrikken van de elementen. Dit geldt overigens ook voor andere uitsteeksels, bijvoorbeeld bij onregelmatige toplaagelementen die op een vlakke granulaire laag zijn geplaatst. Voor de berekening van de golfoploop wordt verwezen naar Technisch Rapport Golfoploop en Golfoverslag bij Dijken danwel EurOtop - Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual. Hieronder wordt besproken hoe in het ontwerp met dit type steenzettingen moet worden omgegaan.

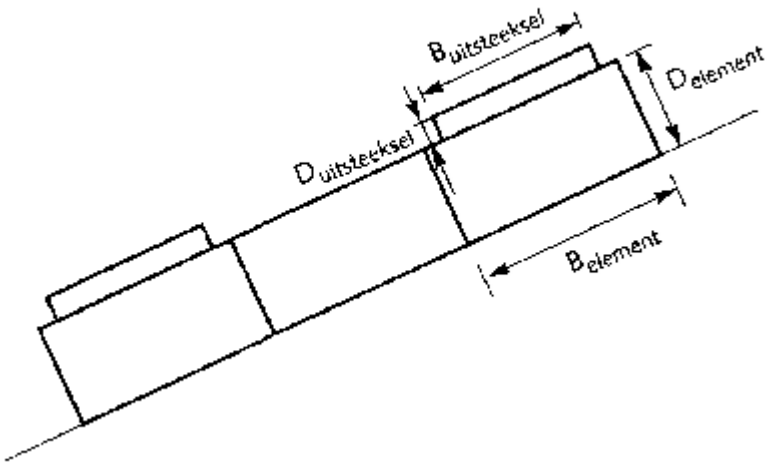
Voor de dimensionering op toplaaginstabiliteit van steenzettingen met ruwheidselementen geldt exact dezelfde rekenprocedure als voor steenzettingen zonder ruwheidselementen mits de bedekkingsgraad en de grootte van de uitsteeksels binnen bepaalde grenzen liggen. Buiten deze grenzen is het nodig om specialisten in te schakelen voor het ontwerp.



Figuur 1 Glooiing met ruwheidselementen.

Aan de hand van modelproeven is geconstateerd dat de regels van standaardsteenzettingen in bepaalde gevallen toepasbaar zijn. De toepasbaarheidsvoorwaarden zijn dus gerelateerd aan de omstandigheden waarbij de modelproeven zijn uitgevoerd. De voorwaarden zijn:

- De dikte van de uitsteeksels (Duitsteeksel) moet kleiner zijn dan 1/3 van de breedte van de elementen (Belement, zie Figuur 2)
- De bedekkingsgraad is maximaal 25%, regelmatig verdeeld over het bekledingsoppervlak (dus maximaal één ruwheidselement per vier stenen)
- De ruwheidselementen mogen niet een doorgaande lijn vormen in lengterichting van de dijk.



Figuur 2 Definitie breedte en dikte bij ruwheidselementen.

Als aan deze voorwaarden wordt voldaan kunnen de rekenprocedures en -regels van standaardsteenzettingen worden gebruikt. In de berekeningen moet in dat geval geen rekening worden gehouden met de extra toplaagdikte.

Een ‘schaakbord’ met vakken van de orde 1 m2 is een goede toepassing voor het toepassen van ruwheidselementen. Hierbij dient elke op 1 m2 een andere zuilhoogte toegepast te worden.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Samenstellen van dwarsprofielen van de mogelijke varianten voor de dijkbekleding

Op basis van de beschikbare informatie kunnen dwarsprofielen worden samengesteld van mogelijke varianten van de bekleding. In de praktijk is dit vaak een belangrijke stap in het ontwerpproces: de resulterende dwarsprofielen maken goed zichtbaar welke afweging moet worden gemaakt.

In een projectgebied met meerdere ontwerpvakken en meerdere mogelijke bekledingstypen kunnen de eventuele voor hergebruik beschikbare elementen op verschillende manieren over het projectgebied worden verdeeld. In zo'n geval is het belangrijk om varianten te ontwikkelen voor deze verdeling. De afweging en keuze van de bekledingstypen moet dan niet alleen voor elk ontwerpvak, maar ook op integrale wijze voor het hele projectgebied worden gemaakt.

In de praktijk worden voor elk ontwerpvak niet meer dan twee of drie dwarsprofielen ontwikkeld. Een groter aantal blijkt meestal niet nodig en is ook niet praktisch, omdat elk dwarsprofiel moet worden gecontroleerd op afschuiving en moet worden getekend. Feitelijk vindt hier al een eerste afweging van de varianten plaats.

Voor alle steenzettingen in de dwarsprofielen geldt dat indien mogelijk tussen de toplaagelementen voegvulling wordt aangebracht om wrijving en/of klemming tussen de toplaagelementen te bevorderen. De sortering en de hoeveelheid van de inwassing hangen af van het toplaagtype.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Iteratief optimaliseren van het ontwerp van een steenzetting

Wanneer het ontwerp van een steenzetting door STEENTOETS als niet stabiel wordt verklaard (oordeel: ‘onvoldoende’), dient de ontwerper eerst na te gaan welk faalmechanisme de problemen geeft.

Vervolgens splitst de ontwerper een lang buitentalud op in een paar delen om te controleren of het probleem alleen in een bepaald deel van het talud optreedt. Hierdoor reduceert de ontwerper het ‘probleemgebied’. Bij het opsplitsen moet een overgangsconstructie met een doorlopend filter gekozen worden, omdat anders de stabiliteit mogelijk lager wordt.

Afhankelijk van het maatgevende faalmechanisme kunnen de volgende oplossingen overwogen worden.

Afschuiving

- Breng een kleilaag aan, of maak de kleilaag dikker.
- Voeg een laag breed gegradeerd granulair materiaal toe (zoals mijnsteen,fosforslakken).
- Verwijder de eventuele zandscheg.

Toplaag instabiliteit

- Kijk of het mogelijk is de uitvullaag dunner te maken, of een kleinere D_{15} toepassen.
- Kijk of het mogelijk is de filterlaag dunner te maken, of een kleinere D_{15} toepassen.
- Kijk of een ander type toplaag een betere stabiliteit geeft (betonzuilen zijn beter dan rechthoekige betonblokken of basalt).
- Maak de toplaag dikker of kies een hogere soortelijke massa voor de toplaag.
- Maak de taludhelling flauwer.
- Kies een grover inwasmateriaal, maar zorg dat het wel goed in de spleten past.

Materiaaltransport door de toplaag

- Kies een toplaag met kleinere gaten.
- Maak de D_{50} van de granulaire laag onder de toplaag wat groter.

Materiaaltransport vanuit de ondergrond

- Pas een geotextiel toe, of kies een geotextiel met kleinere O_{90}.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Dimensioneren berm bij steenzettingen

Hieronder wordt de steenbekleding van buitenbermen van zee- en meerdijken behandeld. In het algemeen betreft het bermen die rond de maatgevende hoogwaterstand of lager liggen. De taludhelling is 1:10 à 1:20, de breedte varieert van 2,5 tot 10 meter.

Wat is een berm

Niet elke relatieve vlakke strook in het buitentalud wordt in het bekledingsontwerp behandeld als een berm; daarvoor moet worden voldaan aan een aantal voorwaarden ten aanzien van de taludhelling, breedte en in sommige gevallen niveau:

- Een strook flauwer dan 1:9 over een breedte van minimaal twee maal de maatgevende waarde van de significante golfhoogte Hs wordt in alle gevallen behandeld als een berm.
- Daarnaast wordt smallere stroken (met een breedte tussen de significante golfhoogte H_s en 2xH_s) onder de volgende voorwaarden ook als berm behandeld:

  - Het talud is flauwer dan 1:9
  - De strook ligt lager dan ontwerppeil
  - Er komen waterstands-golfcombinaties voor waarbij de waarde d_B/H_s ligt tussen 0,5 en 2,2 (d_B is daarbij de waterdiepte boven de buitenknik van de berm)

Ontwerpprocedure

Eerst dient te worden vastgesteld of op de berm een harde bekleding nodig is. Zo ja, dan moet worden besloten welk bekledingstype wordt toegepast: een steenzetting of niet, en wat voor type. Daarna volgen dimensionering en detaillering en tot slot wordt de invloed van de berm op de belasting op het bovenbeloop behandeld.

Wel of geen harde bekleding op de berm

Een harde bekleding op de berm is nodig als een grasbekleding te weinig sterkte biedt. Daarnaast kan een wegverharding op de berm gewenst zijn uit beheerstechnisch oogpunt en soms vanwege recreatie.

De bovengrens van de harde bekleding met daarboven gras wordt bepaald door de sterkte van de grasbekleding onder de aanwezige golfaanval. Volgens de huidige stand van de kennis zijn deze ontwerpregels ook toepasbaar voor een berm (door te werken met de aanwezige zeer flauwe taludhelling).

Keuze van het type

Behalve steenzettingen komen natuurlijk ook een asfalt- of betonverhardingen in aanmerking, zeker als de berm wordt gebruikt als weg. Een bekleding van steenzettingen komt vooral in aanmerking als bekledingsmaterialen beschikbaar zijn voor hergebruik en als niet te zware eisen worden gesteld aan de berijdbaarheid van de berm. In zo'n geval vindt de afweging plaats in combinatie met de bekleding op de overige constructieonderdelen (golfklapzone, bovenbeloop).

Dimensionering van de toplaag

Een steenzetting op een berm moet worden ontworpen op de faalmechanismen materiaaltransport en toplaaginstabiliteit. Voor materiaaltransport is de situatie niet principieel anders dan op een talud. Er is dus in veel gevallen een filterconstructie nodig.

Voor het mechanisme toplaaginstabiliteit van steenzettingen op bermen bestaat een aparte dimensioneringsmethode, gerelateerd aan de methoden voor toplaaginstabiliteit op taluds. Ten opzichte van een steenzetting op een talud zijn zowel de sterkte als de belasting verschillend.

De rekenmethode is opgenomen in STEENTOETS.

Detaillering van de constructie

Bij de overgang naar de aansluitende taluds (beneden- en bovenbeloop) moet aandacht worden besteed aan de voorzieningen tegen materiaaltransport. Verder moeten scherpe knikken worden voorkomen; in ontwerp en contract kan worden opgenomen dat de knik met een bepaalde minimale bochtstraal moeten worden aangebracht, bijvoorbeeld 10 meter.

Invloed van de berm op het bovenbeloop

De aanwezigheid van een berm beïnvloedt de belastingsituatie op het bovenbeloop. De dimensioneringsmethode van steenzettingen op het bovenbeloop is afhankelijk van het niveau van de berm ten opzichte van het ontwerppeil. Er worden drie gevallen onderscheiden

- Een lage berm (meer dan een afstand H_s, ontwerppeil onder ontwerppeil), heeft geen invloed op de toplaagstabiliteit van het bovenbeloop. Als op het bovenbeloop een steenzetting nodig is, wordt deze ontworpen en gedimensioneerd als een steenzetting op een talud zonder berm.
- Een berm die minder dan H_s onder ontwerppeil ligt, heeft een belastingreducerende invloed. Als op het bovenbeloop een steenzetting nodig is, moet deze voldoen aan de lichtste van twee eisen: de steenzetting hoeft niet zwaarder te zijn dan op de berm (zie de regels eerder in deze paragraaf), maar hoeft ook niet zwaarder te zijn dan wanneer er geen berm zou zijn.
- Bij een hoge berm (boven ontwerppeil) wordt het bovenbeloop belast door golfoploop. Als in deze zone een steenzetting nodig is, hoeft deze niet zwaarder te zijn dan op de berm.

Vanaf het niveau ontwerppeil +½$z_{2\%}$ is de belasting overigens zodanig beperkt, dat de lichtst leverbare steenzetting sterk genoeg is.

Versie 1.0: 2 juli 2025

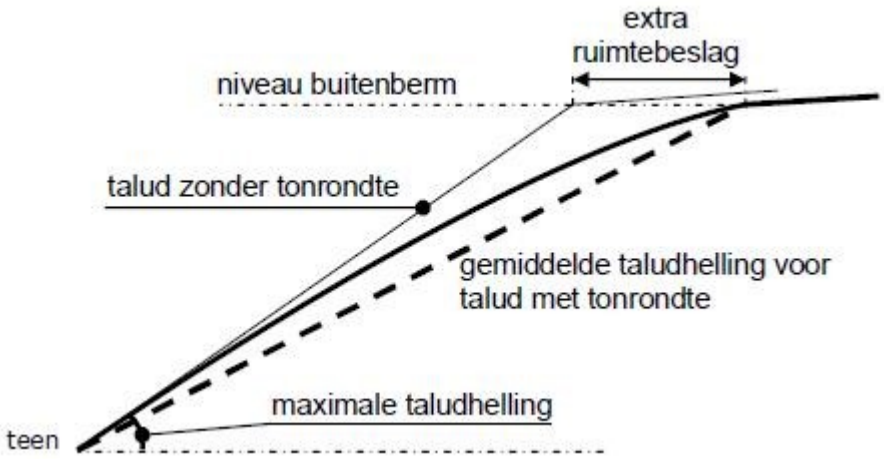
Dimensioneren van de tonrondte in een steenzetting

Bij het aanbrengen van een nieuwe steenzetting over grote hoogte (bijvoorbeeld het hele buitentalud onder de berm van een dijk), wordt in de praktijk vaak gewerkt met een zogenaamde tonrondte. Dat betekent dat de bekleding in een convexe (bolronde) vorm wordt aangebracht.

Het aanbrengen van een tonrondte komt meestal voort uit de wens van een beheerder. De tonrondte zorgt ervoor dat de helling bovenin het talud flauwer en onderin het talud steiler is dan de gemiddelde helling. Dit heeft het visuele effect dat het talud over de gehele hoogte dezelfde helling lijkt te hebben.

Bij het werkelijke gebogen profiel is de invloed van de tonrondte op de helling kleiner in de buurt van het midden en groter bij de boven- en ondergrens van het talud. Omdat een steiler talud ongustig is voor de toplaagstabiliteit, leidt tonrondte tot een wat grotere benodigde toplaagdikte. Als er grenzen worden gesteld aan de steilste taludhelling, dan kan het gebruik van een tonrondte ertoe leiden dat de gemiddelde taludhelling geringer moet worden. Het ruimtebeslag van de dijk wordt daardoor

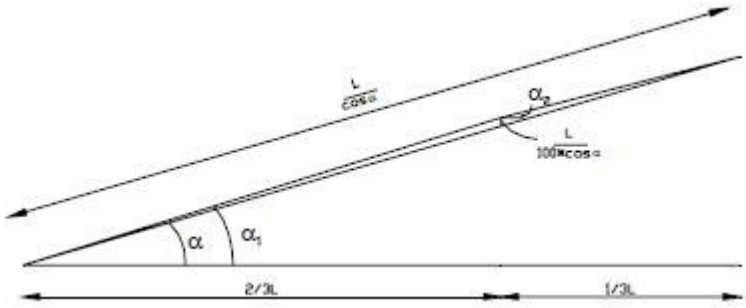
groter, zie Figuur 1. Voor een 20 meter lang talud van 1 : 3 kan dit tot een circa 1 meter bredere dijk leiden. Als er onvoldoende breedte beschikbaar is, kan ervoor gekozen worden om de glooiing zonder tonrondte aan te brengen.



Figuur 1 Principeschets met betrekking tot extra ruimtebeslag bij tonrondte als de taludhelling is gelimiteerd. De tonrondte is in deze figuur sterk overdreven om het principe beter zichtbaar te maken.

Hieronder wordt onderbouwd op welke manier deze afwijking kan worden verwerkt in de rekenmethode. Bij de aanleg van een steenzetting wordt meestal een tonrondte van de volgende vorm toegepast:

Op 2/3 van het talud vanaf de teen wordt de bekleding 0,7% tot 1,0% van de taludlengte hoger aangelegd dan de rechte lijn tussen onder- en bovenrand van het talud. In het IJsselmeergebied wordt overwegend de waarde van 0,7% aangehouden, voor Zeeland wordt een waarde van 1,0% gebruikt. Tussen deze drie punten wordt de bekleding in een gebogen vorm aangebracht, zie Figuur 2.



Figuur 2 Definities tonrondte.

Voor de rekenregels kan de gebogen vorm worden geschematiseerd als een geknikte lijn. De invloed van de tonrondte is het verschil tussen de geschematiseerde hellingen α1 en α2 enerzijds en de gemiddelde helling α anderzijds, uitgedrukt in de cotangens. Deze invloed hangt af van de gemiddelde helling: hoe flauwer de helling, hoe groter de absolute invloed op de cotangens.

Op grond van de goniometrie kunnen de volgende relaties worden afgeleid: Zeeland (1,0%) IJsselmeer (0,7%)

Zeeland (1,0%)	IJsselmeer (0,7%)
$\tan\alpha_1 = \tan\alpha + \frac{3}{200\cos\alpha}$	$\tan\alpha_1 = \tan\alpha + \frac{2,1}{200\cos\alpha}$
$\tan\alpha_2 = \tan\alpha - \frac{3}{100\cos\alpha}$	$\tan\alpha_2 = \tan\alpha - \frac{2,1}{100\cos\alpha}$

Figuur 3 Goniometrische relaties voor Zeeland en IJsselmeer.

De invloed op de cotangens (de parameter die meestal wordt gebruikt in de rekenregels) is voor een aantal gevallen uitgewerkt in Tabel 1 en Tabel 2.

Tabel 1 Invloed van tonrondte op de taludhelling (Zeeland).

parameter	**gem. taludhelling**	**gem. taludhelling**	**gem. taludhelling**	**gem. taludhelling**	**gem. taludhelling**
	1:2 1/2	1:3	1:3 1/2	1:4	1:4 1/2
Onderste 2/3 deel van het talud					
- taludhelling	1,40	2,86	3,32	3,77	4,21
- absolute verandering	-0,10	-0,14	-0,18	-0,23	-0,29
- relatieve verandering	-4%	-5%	-5%	-6%	-6%
Bovenste 1/3 deel van het talud					
- taludhelling	2,72	3,31	3,93	4,56	5,22
- absolute verandering	+0,22	+0,31	+0,43	+0,56	+0,72
- relatieve	+9%	+10%	+12%	+14%	+16%

verandering

Tabel 2 Invloed van tonrondte op de taludhelling (IJsselmeer).

parameter	**gem. taludhelling**	**gem. taludhelling**	**gem. taludhelling**	**gem. taludhelling**	**gem. taludhelling**
	1:2 1/2	1:3	1:3 1/2	1:4	1:4 1/2
Onderste 2/3 deel van het talud					
- taludhelling	2,43	2,90	3,37	3,83	4,29
- absolute verandering	-0,07	-0,10	-0,13	-0,17	-0,21
- relatieve verandering	-3,%	-3%	-4%	-4%	-5%
Bovenste 1/3 deel van het talud					
- taludhelling	2,65	3,21	3,79	4,38	4,98
- absolute verandering	+0,15	+0,21	+0,29	+0,38	+0,48
- relatieve verandering	+6%	+7%	+8%	+9%	+11%

Versie 1.0: 2 juli 2025

Maatregelen tegen afschuiving van steenzettingen

De weerstand tegen afschuiving kan worden verbeterd door het pakket van toplaag, granulaire laag,

eventuele granulaire aanvulling en kleilaag zwaarder te maken. Hiervoor bestaan de volgende praktische oplossingen:

- Bestaande kleilaag of granulaire aanvulling afgraven en dikkere laag aanbrengen; hierbij kan de taludhelling worden gehandhaafd.
- Bestaande kleilaag of granulaire aanvulling aan de bovenkant aanvullen; dit leidt tot een verandering van de taludhelling en/of verplaatsing van de teen en de berm.
- Lagere toplaagelementen met een grotere dichtheid kiezen; als de bovenkant van de toplaag niet wordt aangepast, hoeft voor het inpassen van de nieuwe bekleding in dat geval minder klei te worden afgegraven; de overblijvende kleilaag is dikker, dus zwaarder, terwijl het gewicht van de toplaag niet verandert.
- Toplaagelementen toepassen met grotere hoogte en dichtheid dan nodig uit het oogpunt van toplaaginstabiliteit. In de meeste gevallen is het niet nodig om deze dure oplossing te kiezen.

Als uit de controle op afschuiving blijkt dat de constructie moet worden aangepast, is in bepaalde gevallen een terugkoppeling nodig naar de rekenmethodiek van de andere faalmechanismen:

- Als er iets verandert aan de ondergrond (basismateriaal of granulaire aanvulling) of aan een eventueel granulair filter, moet de constructie opnieuw worden gecontroleerd op materiaaltransport.
- Als er iets verandert aan de toplaag of aan dikte of doorlatendheid van de granulaire laag, moet de constructie opnieuw worden gecontroleerd op toplaaginstabiliteit. Dit wordt gedaan met STEENTOETS.

In de praktijk is dit overigens niet zozeer een stapsgewijs proces, maar houdt de ontwerper rekening met materiaaltransport en toplaaginstabiliteit bij het kiezen van de principe-oplossing voor een eventueel probleem met afschuiving.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Dimensioneren van de teenconstructie bij een steenzetting

De eisen aan de teenconstructie worden sterk bepaald door de locatie, de aansluitende bekleding en/of de vooroever. Algemeen geldt dat de teenconstructie goed moet worden gefundeerd, dat de bovenliggende steenzetting er goed tegenaan moet kunnen worden gezet en dat de teenconstructie gronddicht is. Daarom bevatten teenconstructies meestal een diepstekend funderingselement en een rechtlijnig vlak element waar de steenzetting tegenaan wordt geplaatst. De belangrijkste typen teenconstructies zijn schotten ondersteund door palen, prefab betonconstructies en damwanden. Voor de gronddichtheid wordt vaak een geokunststof gebruikt.

Als er een teenconstructie nodig is, wordt eerst de hoogteligging bepaald. Vervolgens wordt het type teenconstructie gekozen. Tenslotte worden de afmetingen bepaald. Een teenconstructie die bijna altijd onder de waterspiegel ligt is ongunstig voor de uitvoering en voor het beheer. In getijgebied wordt de bovenkant van de teenconstructie in het algemeen niet lager dan ongeveer 0,5 meter boven de laagwaterstand aangebracht. Als de teenconstructie houten onderdelen bevat, is een ligging onder water overigens juist gunstig, uit het oogpunt van levensduur.

Bij een hoog, stabiel voorland (bij zeedijken boven de getijzone) kan de bovenkant van de teenconstructie op maaiveldniveau worden aangelegd. Het is mogelijk dat diep onder het maaiveld nog een oude teenconstructie ligt, die is aangebracht toen het voorland nog veel lager lag. Het is vaak ongewenst en ook niet noodzakelijk om zo'n oude teenconstructie te verwijderen of te vervangen. Rond maaiveldniveau kan een nieuwe teenconstructie worden aangebracht (eventueel met

teenbestorting). Lager gelegen constructieonderdelen kunnen onder de grond blijven, voor zover ze de uitvoering niet hinderen. In het algemeen heeft het de voorkeur om het voorland zoveel mogelijk 'ongeroerd' te laten.
Bij vervanging van een steenzetting kunnen de teenbestorting en de teenconstructie nog in goede staat zijn. Deze hoeven dan uiteraard niet te worden vervangen.

Bij een hoog, maar eroderend voorland wordt het niveau van de teen vaak lager dan het maaiveld gekozen (orde 1 m lager). Dit om te voorkomen dat gedurende de planperiode (50 jaar) er geen uitbreiding van de constructie noodzakelijk wordt als gevolg van een voorlandverlaging.

De belangrijkste typen teenconstructies zijn schotten ondersteund door palen, prefab betonconstructies en damwanden. De keuze wordt vooral gemaakt op basis van de beschikbaarheid van materialen, lokale ervaring en kosten. De functionele levensduur van houten onderdelen is afhankelijk van de duurzaamheidsklasse. Houten onderdelen met de meest gunstige duurzaamheidsklasse, duurzaamheidsklasse 1, hebben een levensduur die langer is dan 25 jaar. Als een langere levensduur van de constructie gewenst is, komen houten onderdelen alleen in aanmerking als inspectie en vervanging mogelijk zijn.

Als het teenschot een beperkte duurzaamheid heeft is het verstandig te kiezen voor een dun teenschot, wat in feite alleen in de bouwfase moet functioneren. Het dient dan in feite alleen om de bekleding strak aan te kunnen leggen. Een dergelijk dun teenschot wordt tijdens het plaatsen van de eerste meters van de zetting gesteund door een palenrij, maar moet uiteindelijk aan de zeezijde van een afdoende bestorting worden voorzien. In een dergelijk geval kunnen de duurzaamheidseisen aan het teenschot in feite worden genegeerd: in de gebruiksfase ondersteunt de teenbestorting de zetting.

In het verleden zijn rekenmethodes ontwikkeld die de kracht bepalen die de steenbekleding uitoefent op de teenconstructie. Deze methodes zijn verwerkt in het computerprogramma STEENTOETS. Het inschatten van de stijfheid en sterkte van de grond zijn soms lastig in te schatten. Desondanks is het wel van belang dat onderbouwd kan worden dat de stijfheid en sterkte van de teenconstructie voldoende is om weerstand te bieden tegen het gewicht van de steenzetting indien deze tijdens stormcondities meer op de teenconstructie kan gaan steunen.

De draagkracht van de teenconstructie hangt onder meer af van de grondgesteldheid. De belasting hangt af van gewicht en taludhelling van de steenbekleding die op de teenconstructie rust. Deze belasting neemt toe onder golfbelasting omdat de wrijving tussen toplaag en onderlaag dan afneemt. Bij een constructie met palen wordt de draagkracht bepaald door de lengte en de hart-op-hartafstand van de palen. In de praktijk wordt bijvoorbeeld gewerkt met 3 tot 5 palen per m1, met een lengte van ongeveer 1,8 meter. Bij een damwand is vooral de inheidiepte van belang, bijvoorbeeld ongeveer 1,5 meter. De benodigde lengte is groter als de teenconstructie niet wordt ondersteund door een bestorting.

De teenconstructie ligt op de overgang tussen het weefsel onder de teenbestorting en de filterlaag onder de taludbekleding (geokunststof of granulair filter). Deze overgang moet zorgvuldig worden vormgegeven, om uitspoeling bij de teenconstructie te voorkomen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Dimensioneren van de teenbestorting

De teenbestorting ondersteunt de teenconstructie en in morfologisch actieve gebieden beschermt de teen tegen erosie.

De twee belangrijkste varianten zijn bestortingen van losgestorte steen en bestortingen van gedeeltelijk of patroon-gepenetreerde steen. Het ontwerp van deze teenbestortingen wordt verwezen

naar artikelen over breuksteenbekledingen en asfaltbekledingen.
Versie 1.0: 2 juli 2025

Dimensioneren van overgangs- en aansluitingsconstructies tussen twee bekledingstypes

Een overgangsconstructie maakt de overgang tussen twee bekledingstypen mogelijk. De onderdelen die een horizontale overgangsconstructie moet bevatten, worden sterk bepaald door de lager- en hogerliggende toplaagtypen en onderlagen:

- Afhankelijk van de constructieve eigenschappen kan ter plaatse van de overgang een diepstekende betonband, een niet-diepstekende betonband of helemaal geen betonband nodig zijn
- Als de overgang een ongunstige invloed heeft op de toplaagstabiliteit van de aansluitende steenzetting, zijn bijzondere voorzieningen nodig (penetratie of zwaardere uitvoering van de toplaag).

Behalve horizontale komen ook verticale overgangsconstructies voor. Omdat de golfaanval in werkelijkheid een drie-dimensionaal proces is, gelden voor verticale overgangen in principe dezelfde overwegingen als voor horizontale overgangen.

De aansluiting van een steenzetting op een andere constructie in het dijklichaam wordt een aansluitingsconstructie genoemd. Hiervoor geldt grotendeels dezelfde problematiek als bij overgangsconstructies. vanwege grotere opwaartse waterdruk is er grotere kans op toplaaginstabiliteit en vanwege de onderbreking van de constructie is er grotere kans op materiaaltransport. Daarom wordt in veel gevallen een strook van beperkte breedte ingegoten met gietasfalt of wordt de toplaag overgedimensioneerd.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Dimensioneren type betonband bij overgangs- en aansluitingsconstructies

De tekst hieronder beschrijft hoe het benodigde type betonband kan worden bepaald, onder welke voorwaarden de negatieve invloed van overgangen in rekening moet worden gebracht en welke bijzondere voorziening daartegen kan worden toegepast.

Eerst wordt het type betonband gekozen (stap 1). Vervolgens moet bepaald worden of voorzieningen nodig zijn (stap 2), en zo ja welke (stap 3). Dat wordt bepaald door te kijken naar de negatieve invloed die een overgang kan hebben op de toplaagstabiliteit van de omringende bekleding. Tenslotte wordt de constructie gedetailleerd (stap 4).

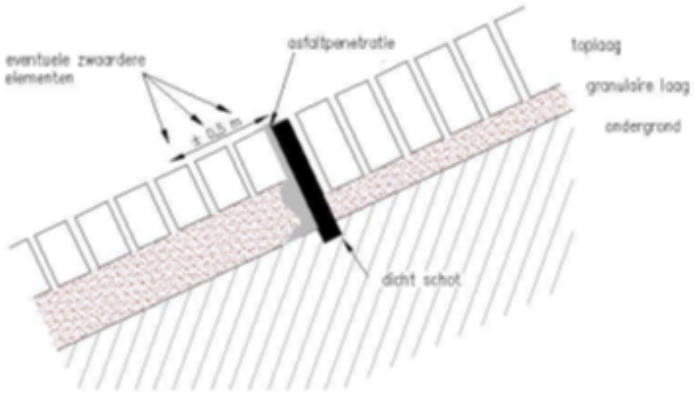
Stap 1: Keuze van het type betonband

Ter plaatse van de overgang is een diepstekende betonband, een niet-diepstekende betonband of helemaal geen betonband nodig, afhankelijk van de constructieve eigenschappen van de granulaire laag en de toplaag van beide aansluitende bekledingen. Daarbij gelden de volgende overwegingen.

- Als de onderlagen van twee aansluitende bekledingen uit duidelijk verschillende materialen bestaan, zijn voorzieningen nodig om materiaaltransport tussen de granulaire lagen van de hoger- en lagergelegen bekleding te voorkomen (geotextiel).
- Als de lagerliggende toplaag níet uit rechthoekige elementen bestaat, is een rechtlijnig vlak element nodig indien het gewenst is om de hogerliggende bekleding machinaal per pakket er tegenaan te plaatsen.

Op basis van deze overwegingen kan met de werkwijze in Figuur 1 het type betonband worden

gekozen.



Figuur 1 Overgangsconstructies met bijzondere voorzieningen.

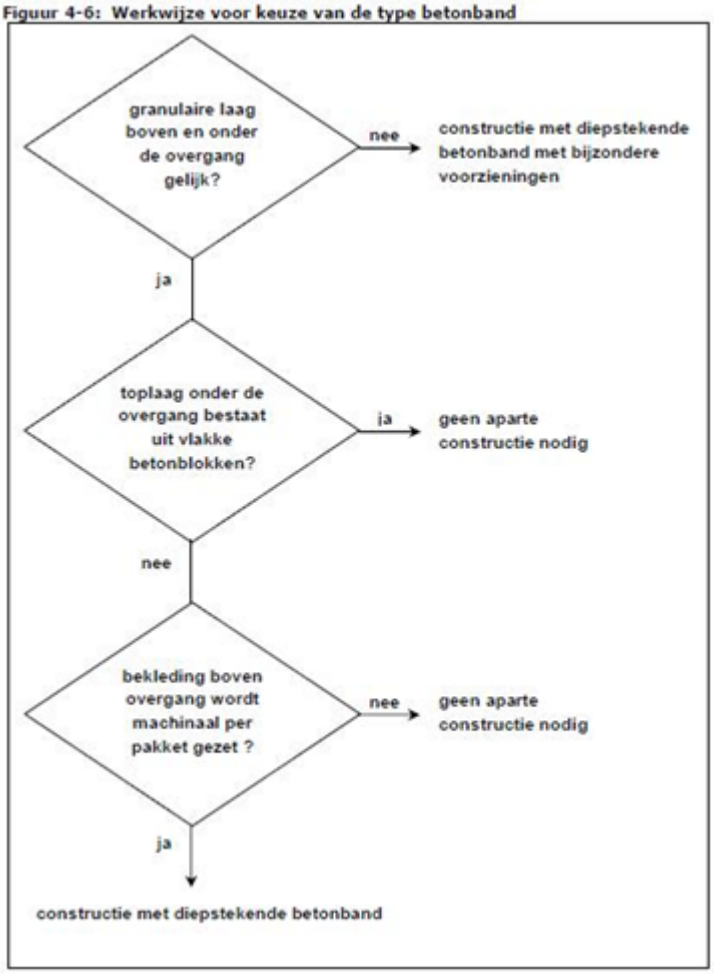
Stap 2: Bepaling noodzaak bijzondere voorzieningen

Als de overgangsconstructie onder ontwerppeil ligt, kan deze een ongunstige invloed hebben op de toplaagstabiliteit van de aansluitende steenzetting. Als deze invloed significant is, zijn bijzondere voorzieningen nodig (zie de volgende stap). De overgang kan een ongunstige invloed hebben wanneer bijvoorbeeld de granulaire laag door de overgangsconstructie wordt afgesloten. Overigens wordt in de praktijk vaak zonder meer besloten om de overgang in te gieten (een bijzondere voorziening, zie de volgende stap). Door het ingieten ontstaat er een kans op overdrukken onder de bekleding. Wanneer hier zorgvuldig mee omgegaan wordt, mag zonder verder rekenwerk worden aangenomen dat de negatieve invloed van de overgang afdoende wordt gecompenseerd. In dat geval kunnen de berekeningen in deze stap dus achterwege worden gelaten. Aparte aandacht is nodig als verwacht mag worden dat de overgangsconstructie minder zal zakken dan de lagergelegen bekleding (als de betonband dieper steekt dan de toplaag eronder en deze toplaag naar verwachting zal zakken). In dat geval zijn niet direct bijzondere voorzieningen nodig, maar moet wel regelmatig inspectie worden uitgevoerd zodat eventueel maatregelen kunnen worden getroffen tegen toplaaginstabiliteit en materiaaltransport.

Afgesloten granulaire laag

De eerste oorzaak, de afgesloten granulaire laag, speelt in ieder geval een rol als in de vorige stap van het ontwerp gekozen is voor een diepstekende betonband om materiaaltransport tussen de granulaire lagen boven en onder de overgang te voorkomen. De afsluiting van de granulaire laag leidt tot verhoging van de opwaartse waterdruk en mogelijke afname van wrijving/klemming, en daarmee tot een grotere kans op toplaaginstabiliteit.

Figuur 4-6: Werkwijze voor keuze van de type betonband



Figuur 4-6 Werkwijze voor keuze van de type betonband.

Stap 3: Bijzondere voorzieningen

Bijzondere voorzieningen zijn penetratie van zwaardere uitvoeringen van de toplaag, zie Figuur 4-6.

In de meeste gevallen wordt de negatieve invloed van overgangsconstructies gecompenseerd door penetratie met gietasfalt. Penetratie houdt in dat de bekleding over een bepaalde breedte wordt ingegoten, waarbij het asfalt tot in de granulaire laag moet doordringen. Het is belangrijk dat de bekleding niet over te grote breedte wordt ingegoten, omdat daardoor de doorlatendheidseigenschappen juist ongunstiger worden. Bij een afgesloten granulaire laag moet alleen de spleet onder de overgangsconstructie worden ingegoten, terwijl bij een sprong in de leklengte alleen de ongunstig belaste bekleding over een breedte van 1 maal de leklengte moet worden ingegoten. Gietasfalt kan alleen worden gebruikt als de toplaag nog niet is ingewassen; bij een wel ingewassen toplaag kan het vloeibaarder mastiek worden toegepast, mits er voor wordt gezorgd dat dit tot in de granulaire laag doordringt. Als de toplaag is ingezand, bereikt de penetratie zeker niet de granulaire laag en is dit dus niet zinvol. Als penetratie op de beschreven wijze mogelijk is, mag zonder verder rekenwerk worden aangenomen dat de negatieve invloed van de overgang afdoende wordt gecompenseerd.

Soms kan de overgang niet worden ingegoten, bijvoorbeeld omdat er geen brede langsvoegen zijn. In dat geval moet de negatieve invloed worden berekend en gecompenseerd door zwaardere uitvoering van de toplaag. Dit is bijvoorbeeld het geval bij een bekleding van gekantelde betonblokken koud tegen elkaar, onder een bekleding van waterbouwasfaltbeton.

Stap 4: Detaillering van overgangs- en aansluitconstructies

De overgangsconstructie zelf heeft normaal gesproken geen functie in het opvangen van krachten en wordt dus niet op sterkte gedimensioneerd. De afmetingen van de onderdelen worden afgestemd op de omliggende bekleding en hangen verder af van de beschikbaarheid op de markt en lokale ervaring.

De consequentie van de overgangsconstructie op de bekleding onder de overgang wordt verdisconteerd door STEENTOETS. De steenzetting vlak boven de overgang wordt doorgaans niet of nauwelijks beïnvloed door de overgangsconstructie.

Opmerkingen

Er is sprake van een goed ontwerp wanneer de samenstelling van de toplaag zo gekozen is dat uitspoeling van onderliggende laag wordt voorkomen. Bij een overgangs- of aansluitconstructie wordt de laagopbouw abrupt doorbroken en ontstaat er in principe een verticale doorgaande 'naad'. Om uitspoeling van de onderlaag, of kernmateriaal te voorkomen, dient bij het ontwerp specifiek aandacht aan dit potentieel probleem besteed te worden. Mogelijke oplossingen zijn:

- Doorzetten van de onderlagen voorbij de aansluitconstructie (onder bijvoorbeeld de betonband door)
- Doorzetten of 'omklappen' van het aanwezige geotextiel
- Ingieten van de naden van de toplaag (aan weerszijde van de overgang over een lengte van bijvoorbeeld 1 meter).

Versie 1.0: 2 juli 2025

Dimensioneren buitentalud in de golfoploopzone

Deze paragraaf behandelt de steenbekleding van buitentaluds van zee- en meerdijken die belast worden door golfoploop, dus boven het ontwerppeil. In het algemeen is deze in dezelfde orde of iets flauwer dan het door golfklap belaste deel (orde 1:4). De regels zijn afwijkend als rond ontwerppeil een berm aanwezig is.

Ontwerpprocedure oploopzone

Eerst dient te worden vastgesteld of om de oploopzone een steenbekleding nodig is. Zo ja, dan moet worden besloten welk type steenzettingen wordt toegepast. Daarna volgen dimensionering en detaillering.

Wel of geen steenbekleding in de oploopzone

Toepassen van steenbekleding in de oploopzone, hangt af van de toepasbaarheid en gewenstheid van een grasbekleding. Een harde bekleding is nodig als een grasbekleding volgens de rekenregels niet sterk genoeg is. Daarnaast is soms een steenbekleding in de oploopzone gewenst uit beheerstechnisch oogpunt. De bepaling van de bovengrens van de harde bekleding dient te worden geverifieerd met bijvoorbeeld BM Gras. Het is ongewenst om op de bovenrand van het buitentalud een grasbekleding toe te passen als op de kruin volgens de rekenregels een harde bekleding nodig is. Aanbevolen wordt om de bekleding van de kruin door te trekken op het buitentalud.

Keuze van het type steenzetting in de oploopzone

Zie het Keuzemodel kust- en oeverwerken voor de afweging tussen verschillende clusters van bekledingstypen. In grote lijnen gelden dezelfde criteria als bij de afweging van de steenzetting op het talud in de golfklapzone. De belangrijkste verschillen zijn:

In de golfoploopzone kunnen meestal lichtere elementen worden toegepast. De invulling van de eisen

ten aanzien van begroeibaarheid en landschap is meestal anders dan rond de waterlijn. De afweging vindt plaats in combinatie met de bekleding op de overige constructieonderdelen (golfklapzone, berm).

Dimensionering van de toplaag in de oploopzone

De dimensionering hangt af van het niveau ten opzichte van het ontwerppeil. In de zone onder ontwerppeil +½$z_{2\%}$ kan de benodigde dimensies van de bekleding bepaald worden met STEENTOETS. In de zone boven ontwerppeil +½$z_{2\%}$ is de belasting zodanig gereduceerd, dat een standaardsteenzetting met de minimaal leverbare afmetingen volstaat (bijvoorbeeld toplaagdikte van 0,20 meter met een dichtheid van 2300 kg/m^3).

Detaillering van de constructie in de oploopzone

Het faalmechanisme afschuiving is in de golfoploopzone niet relevant. Materiaaltransport kan relevant zijn, maar is minder belangrijk dan voor het talud in de golfklapzone. In de praktijk wordt vaak aangenomen dat zowel de kans op schade als de mogelijke gevolgen zo klein zijn dat geen filterconstructie nodig is. Neerslag mag echter niet tot uitspoeling kunnen leiden.

Voor de berekening dient ook een inschatting gemaakt te worden van de vlakheid van de toplaag. Het gaat daarbij om hoogteverschil tussen naast elkaar gelegen stenen. Een inschatting van dit hoogteverschil kan ingevoerd worden in STEENTOETS. Als het minder is dan 0,11·D (met D = toplaagdikte), heeft het geen invloed.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Dimensioneren overstroombare kruin en binnentalud

De kruin van primaire waterkeringen ligt normaal gesproken boven ontwerppeil, zodat de kruin en het binnentalud niet op overloop hoeven te worden ontworpen. In bijzondere gevallen kan het echter wel nodig zijn om een kruin of binnentalud op overloop te ontwerpen: havendammen (die deel kunnen zijn van de primaire waterkering omdat ze de golfaanval beperken), maar ook waterbouwkundige constructies die niet dienen als waterkering, bijvoorbeeld overlaten en kribben.

De belastingsituatie van overstroombare havendammen kan met de ontwerpmodule van STEENTOETS beschouwd worden. Terwijl de ontwerpmethodiek voor bekledingen van waterkeringen sterk wordt bepaald door de eis dat in extreme omstandigheden nauwelijks of geen schade mag optreden, wordt het ontwerp voor overlaten en kribben in de praktijk bepaald door een economisch optimum van aanleg- en onderhoudskosten, in combinatie met lokale en praktische ervaring.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Dimensioneren kruin boven ontwerppeil en bijbehorend binnentalud

Hieronder wordt de steenbekleding van kruin en binnentalud van zee- en meerdijken behandeld die belast worden door golfoverslag. Bij de meeste dijken volstaat in deze zone een grasbekleding, maar in zeldzame gevallen, bij relatief lage dijken en hoge golven, kan het overslagdebiet zo groot zijn dat een harde bekleding nodig is.

Of een steenbekleding nodig is, hangt af van de toepasbaarheid en gewenstheid van een grasbekleding. De afweging en keuze tussen verschillende typen steenzettingen wordt gemaakt op basis van de criteria die ook voor het buitentalud boven ontwerppeil gelden waarbij de concrete invulling anders kan zijn.

De belasting van een steenzetting op de kruin of het binnentalud wordt bepaald door de golfoploop en door de kruinhoogtemarge (het verschil tussen stilwaterstand en kruinhoogte). De maatgevende situatie doet zich bijna altijd voor als de waterstand op ontwerppeil ligt. Als de kruin hoger ligt dan

ontwerppeil $+z_{2\%}$ is de belasting door het overslagdebiet zo klein, dat een grasbekleding volstaat. Als toch wordt gekozen voor een steenzetting, volstaat een standaardsteenzetting met de minimaal leverbare afmetingen (bijvoorbeeld toplaagdikte van 0,20 meter met een dichtheid van 2300 kg/m^3). Als de kruin daarentegen lager ligt dan ontwerppeil $+H_s$ is de belasting zo zwaar, dat de benodigde bekleding ontworpen kan worden met STEENTOETS.
Versie 1.0: 2 juli 2025

6.2 Asfaltbekledingen

Het bepalen van de laagdikte voor dichte bekledingen

De benodigde laagdikte in de zone waarin wateroverdrukken optreden wordt bepaald met de volgende formule:

$$d=0,21\times Q_n\,(a+v)\times\left[\frac{\rho_w}{\rho_a-\rho_w}\right]\times R_w \qquad (1)$$

d = benodigde laagdikte [m]
Q_n = factor, afhankelijk van de taludhelling [-]
I_w = dichtheid water [kg/m^3]
I_a = dichtheid bekleding [kg/m^3]
R_w = reductiefactor in verband met de ligging van de buitenwaterstand [-].

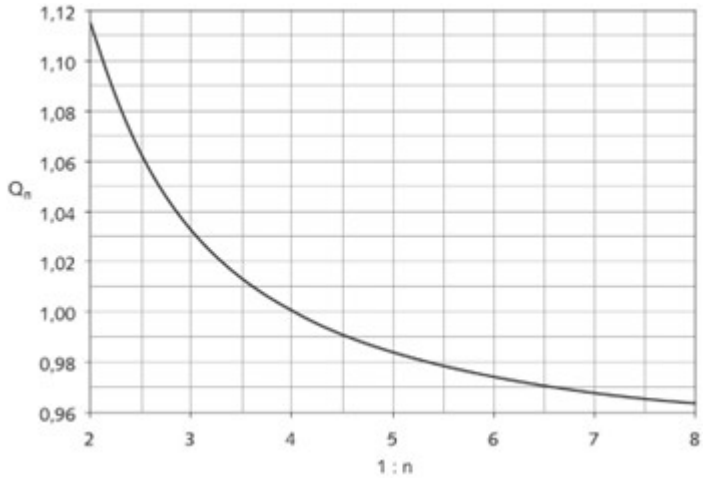
De dichtheden van de verschillende waterdichte asfaltsoorten zijn opgenomen in Tabel 1.

Tabel 1 Dichtheden van de verschillende asfaltsoorten.

asfaltsoort	dichtheid bekleding [kg/m^3]
waterbouwasfaltbeton	2300
gietasfalt	2150
asfaltmastiek	2000
vol en zat gepenetreerde breuksteen	2450

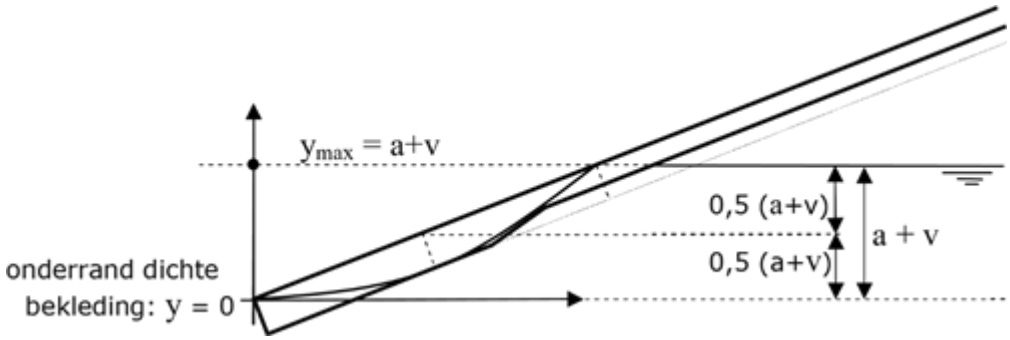
De genoemde dichtheden van de asfaltsoorten zijn (veilige) gemiddelde waarden voor mengsels uit de Standaard 2010. Een hoger bitumenpercentage of een hogere holle ruimte resulteert in een lagere dichtheid. De grootte van de wateroverdruk is mede afhankelijk van de taludhelling. De invloed van de taludhelling op de wateroverdruk is verdisconteerd in de factor Q_n. Voor het bepalen van de factor Q_n kan Figuur 1 worden gebruikt.

De zone waarin wateroverdrukken kunnen optreden is de zone tussen de maatgevende grondwaterstand in het dijklichaam en de onderrand van de gesloten bekleding. Het is niet noodzakelijk dat deze asfaltdikte in de hele zone aanwezig is. Aan de onderrand van de bekleding en ter hoogte van de maatgevende grondwaterstand is geen wateroverdruk aanwezig. Tussen deze twee uitersten is het verloop van de omhullende van de optredende wateroverdrukken bij benadering parabolisch. Uit praktisch oogpunt wordt de maximaal benodigde laagdikte tot aan de teen van de constructie doorgezet. Naar boven toe kan de dikte van de asfaltbekleding afnemen, afhankelijk van de optredende wateroverdruk.



Figuur 1 De factor Q_n.

Om de benodigde laagdikte op elke willekeurige plaats te kunnen berekenen, dient er een assenstelsel te worden opgezet, waarbij de y-as verticaal omhoog wijst. Het nulpunt van deze y-as wordt gelegd op de onderrand van de asfaltbekleding, waarbij het maximum (a + v) ter hoogte van de maatgevende grondwaterstand ligt. Dit is weergegeven in Figuur 2.



Figuur 2 Bepaling van de benodigde laagdikte in de wateroverdrukkenzone.

Voor de eenvoud wordt er nu van uitgegaan dat het maximum ligt op 0,5*(a + v) boven de onderrand van de bekleding, in plaats van 0,47*(a + v).

De laagdikte als functie van y kan dan als volgt worden beschreven:

$$d(y) = \frac{4}{a+v} \times d_{maxn} \times \left[y - \frac{y^2}{a+v} \right] \qquad (2)$$

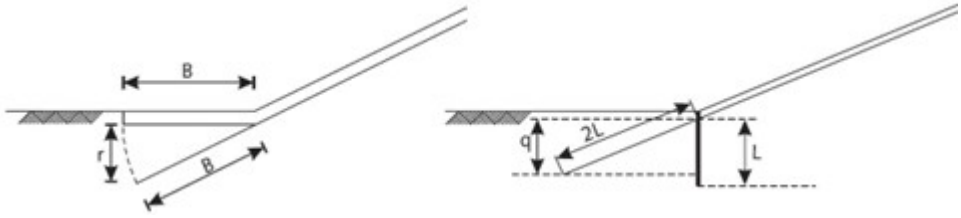
Hierin is:

- d(y) = de benodigde laagdikte op y meter van de onderrand van de gesloten bekleding [m]

- d_{max} = de maximaal benodigde laagdikte [m]
- y = de verticaal gemeten afstand van de onderrand van de gesloten bekleding tot het beschouwde punt [m]
- a = de verticaal gemeten afstand van de onderrand van de gesloten bekleding tot de maatgevende buitenwaterstand [m]
- v = de verticaal gemeten afstand van de maatgevende buitenwaterstand tot de maatgevende grondwaterstand [m].

Invloed van de teenconstructie

De aard en de vorm van de teenconstructie beïnvloeden de grootte van de wateroverdruk. Een open teenconstructie bevordert het afstromen van het water uit het dijklichaam terwijl een gesloten teenbescherming of een damwand het afstromen bemoeilijkt. Als er een gesloten teenbescherming of damwand aanwezig is, moet de invloed hiervan worden meegenomen bij het bepalen van de benodigde laagdikte. Hiervoor wordt (a + v) in de formules hierboven herschreven tot (a + r + v) danwel (a + q + v). Voor een gesloten teenbescherming wordt gerekend met de waarde r en voor een damwand met de waarde q zoals aangegeven in Figuur 3.



Figuur 3 Invloed van een gesloten teenbescherming en van een damwand.

De aanwezigheid van een damwand of een gesloten teenbescherming beïnvloedt ook de ligging van de maatgevende buitenwaterstand omdat de fictieve onderrand van de bekleding op een ander niveau komt te liggen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Bepalen benodigde lengte asfaltslab tegen ontgronding

Als vuistregel voor de bepaling van de lengte van de slab kan worden gebruikt:

$$l_s = y_{m,e}(4 + \cot an\,\alpha) \qquad (1)$$

Waarbij: $l_s > \frac{1}{3}L_p$

waarin:

l_s = lengte slag [m]
$y_{m,e}$ = evenwichtsdiepte ontgronding [m]
α = taludhoek ten opzichte van de horizontaal [°]
L_p = golflengte op basis van T_p bij heersende waterdiepte [m]

De golflengte L_p kan als volgt worden benaderd:

$$L_p = \frac{g \cdot T_p^2}{2\pi} \sqrt{\tanh\left(\frac{4\pi^2 \cdot h}{g \cdot T_p^2}\right)} \quad (2)$$

waarbij $\tanh(x) = \frac{e^x - e^{-x}}{e^x + e^{-x}}$

g = versnelling van de zwaartekracht [9,8 m/s^2]
T_p = golfperiode bij de piek van het spectrum [s]
h = waterdiepte [m]

Ontgrondingen kunnen geleidelijk ontstaan ten gevolge van stroming of in korte tijd tijdens een zware storm door een combinatie van golven en stroming. Als de ontgronding geleidelijk optreedt, kan de maximale ontgrondingsdiepte worden bepaald door het regelmatig uitvoeren van peilingen. Voor de maximale ontgrondingsdiepte tijdens een zware storm moet een inschatting worden gemaakt.

Volgens de [Shore Protection Manual, 1984] is de evenwichtsdiepte van de ontgronding in dit geval ongeveer gelijk aan de maximale ongebroken golfhoogte die zou kunnen optreden in de waterdiepte ter plaatse van de teen van de constructie. In sommige gevallen is deze benadering echter te pessimistisch.

Volgens de [Scour Manual, 2021] kan de maximale ontgrondingsdiepte voor een verticale kustverdediging als volgt worden bepaald:

$$y_{m,e} = H_s \sqrt{\frac{22,75 h_t}{L} + 0,25} \quad (3)$$

Hierin is:

$y_{m,e}$ = evenwichtsdiepte ontgronding [m]
H_s = significante golfhoogte [m]
h_t = waterdiepte ter plaatse van de teenconstructie [m]
L = golflengte [m]

Deze formule is geldig onder de volgende condities:
$0,011 < h_t/L < 0,025$
$0,015 < H_s/L < 0,040$.

De evenwichtsdiepte van de ontgronding is bij een verticale constructie groter dan bij een constructie met een taludhelling. De formule geeft dus een conservatieve benadering. Voor meer informatie over ontgrondingen wordt verwezen naar de [Scour Manual, 2021].

Een praktische minimale dikte van een asfaltmastiekslab is 0,10 tot 0,15 meter. Voor open steenasfalt is dit driemaal de maximale steendiameter.

Versie 1.0: 2 juli 2025

6.3 Breuksteenconstructies

Dimensioneren van een steenbestorting

Inleiding

Nieuwe kennis en berekeningsmethodieken rondom teenbestortingen zijn momenteel in

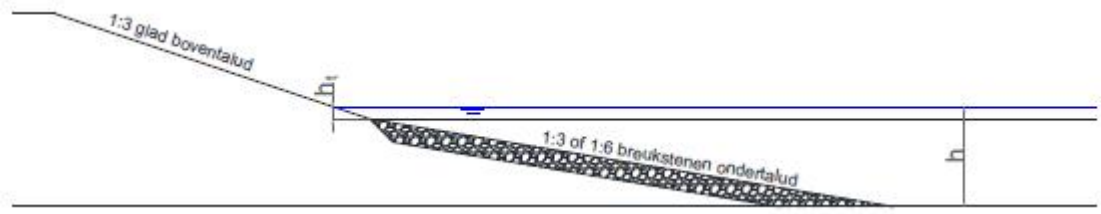
ontwikkeling. Onderzoek wordt gedaan aan zowel de TU Delft als bij Deltares. De huidige methodiek is afgestemd op de teenbestortingen die in Nederland veelal voor dijken zijn toegepast. Deze methodiek maakt gebruik van de methode voor samengestelde taluds [Rock Manual, 2007], paragraaf 5.2.2.8) en de methode voor smalle teenconstructie bij golfbrekers Rock Manual, paragraaf 5.2.2.9. De berekeningsprocedure bestaat uit een aantal stappen.

1. Verzamelen van de ontwerpgegevens
   - Hydraulische ontwerprandvoorwaarden
   - Taludhelling van het onderbeloop van de waterkering
   - Taludhelling van de teenbestorting
   - Niveau van de bovenkant van de teenbestorting
   - Voorlandniveau aan de teen van de waterkering
   - Taludhelling van het voorland
2. Berekenen van de benodigde steensortering
3. Bepalen van de benodigde laagdikte en breedte van de teenbestorting

De stappen 2 en 3 worden hieronder toegelicht.

Stap 2. Berekenen steensortering

Het is niet op voorhand vast te stellen bij welke waterstand een teenbestorting het zwaarst belast wordt. Daarom wordt de benodigde steensortering berekend bij meerdere waterstanden, waarna de maatgevende waarde bepaald wordt. De steensortering bij lage waterstanden wordt berekend met de methode voor samengestelde taluds, zoals gevisualiseerd in Figuur 1 (Rock Manual, paragraaf 5.2.2.8).



Figuur 1 Samengesteld talud.

Hierbij worden de formules die zijn afgeleid voor gladde boventaluds, zoals steenzettingen, ook toegepast in het geval van ruwe boventaluds, zoals bij breukstenen taluds. Dit is acceptabel aangezien het effect van ruwheid van het boventalud vrij gering is voor teenbestorting die minder dan H_s onder de waterstand liggen. Zie hiervoor in deze sectie onder het kopje ‘Samengestelde taluds, ruw versus glad’.

De steensortering bij hoge waterstanden wordt berekend met de methode voor teenbescherming bij golfbrekers (Rock Manual, paragraaf 5.2.2.9).

De rekenprocedure is als volgt (een en ander is nader toegelicht).

2.1 Bereken de benodigde D_{n50}van de steensortering bij lage waterstanden

1. Bereken voor meerdere potentiële waterstanden de maatgevende $D_{n50;VDM}$ voor een regulier breuksteentalud met de formule van Van der Meer. In deze berekening dient voor het ontwerp nog geen veiligheidsfactor van 1,1 mee te worden genomen, want deze wordt namelijk pas in stap 2.4 toegevoegd; Bereken hieruit de waarden voor D_{n50} voor een glad en ongeknikt talud met behulp van de formule in figuur 2.
2. Bereken voorts de waarden voor D_{n50} voor een glad en geknikt talud met behulp van formule (3.5).
3. Bepaal door lineaire interpolatie de waarden voor D_{n50} bij de knikhoek (de hoek tussen het

ondertalud en het boventalud) van het ontwerp.

4. Filter de gevonden waarden door ze te toetsen aan de geldigheidscriteria voor lage waterstanden (zie toelichting verderop).

2.2 Bereken de benodigde D_{n50}bij hoge waterstanden

1. Bereken voor elke waterstand de D_{n50} met de formule voor hoge waterstanden.
2. Filter de gevonden waarden door ze te toetsen aan de geldigheidscriteria voor hoge waterstanden (zie toelichting verderop).

2.3 Neem uit de gefilterde waarden voor lage en hoge waterstanden de maatgevende D_{n50}

2.4 Vermenigvuldig de maatgevende D_{n50} met de veiligheidsfactor van 1,1 (alleen voor ontwerp)

2.5 Bepaal de benodigde (standaard) steensortering op basis van de ondergrens

De ondergrens moet groter zijn dan de berekende waarde.

Onderstaand zijn deze stappen nader toegelicht.

De D_{n50} van het benedentalud van een samengesteld talud wordt berekend door de $D_{n50;VDM}$ van het benedentalud (volgens de formules van Van der Meer formules 5.136 en 5.137 uit de Rock Manual, te delen door een reductiefactor *fi* (stap 2.1a). De veiligheidsfactor wordt hier nog niet gebruikt. Het verband tussen deze reductiefactoren, de waterstand en de gezochte D_{n50} is weergegeven in figuur 5.71 van de Rock Manual. Op basis van deze figuur worden de reductiefactoren en de gezochte D_{n50} berekend met de volgende vereenvoudigde formules (stap 2.1a en 2.1b):

Formule	Ref.
Ongeknikt talud (figuur 5.71-boven): $f_i = 1{,}00+0{,}14 \cdot h_t/D_{n50}$ $D_{n50} = D_{n50;VDM} / f_i = D_{n50;VDM} - 0{,}14 \cdot h_t$ (3.4)	3.4
Geknikt talud (figuur 5.71-onder): fi = 0,86+0,09·ht/Dn50 $D_{n50} = D_{n50;VDM}/f_i = (D_{n50;VDM} - 0{,}09 \cdot h_t)/0{,}86$ (3.5)	3.5

Figuur 2

Waarin:

f_i : Reductiefactor op D_{n50} benedentalud van het samengestelde talud [-]

h_t : Waterdiepte boven teenbestorting [m]

D_{n50} : Benodigde steendiameter [m]

$D_{n50;VDM}$: Steendiameter volgens originele formules van Van der Meer [m]

In stap 2.1c dient de D_{n50} eventueel geïnterpoleerd te worden tussen de waarde afkomstig van de formule voor ongeknikte taluds (knikhoek van 0°) en de formule voor geknikte taluds, met een knikhoek van 9,0° (boventalud van 1:3 en ondertalud van 1:6). Voor taluds flauwer dan 1:6 dient de uitkomst van formule (3.5) gehanteerd te worden, waarbij de $D_{n50;VDM}$ berekend is voor een helling van 1:6.
De berekende waarde voor D_{n50} dient vervolgens getoetst te worden aan de

geldigheidscriteria (stap 2.1d). Het criterium luidt: $h_t/D_{n50;VDM} < 9$. Wanneer dit niet het geval is, is de uitkomst van stap 2.2 maatgevend.
In stap 2.2 dient de berekende waarde te voldoen aan $h_t/D_{n50} > 3$. Wanneer dit niet het geval is, is de uitkomst van stap 2.1 maatgevend.
Wanneer zowel aan de criteria van stap 2.1 en stap 2.2 is voldaan, dan dient de maatgevende waarde gekozen te worden in stap 2.3 en wordt deze waarde met de veiligheidsfactor voor ontwerp in stap 2.4 vergroot, waarna in stap 2.5 een geschikte steensortering gekozen dient te worden. De ondergrens van de sortering moet groter zijn dan de berekende waarde.

Samengestelde taluds, ruw versus glad

De data voor samengestelde taluds is gegenereerd voor zowel gladde (Rock Manual figuur 5.71) als ruwe breukstenen boventaluds (Rock Manual figuur 5.70). Een recente verbetering is opgenomen in de erratalijst, die beschikbaar is op de Kennisbank waterbouw. Hierbij is op de horizontale as de D_{n50} (uitkomst) vervangen door de D_{n50str} ($=D_{n50;VDM}$) die direct wordt berekend met de originele formule van Van der Meer. Een heranalyse van de data [Capel, 2014] laat zien dat er in de meeste gevallen geen verschil is in vergrotingsfactor op de stabiliteit tussen de dataset voor gladde boventaluds en de dataset voor ruwe boventaluds. Alleen wanneer de waterstand gelijk is aan het knikpunt ($h_t=0$) dan levert de dataset voor gladde boventaluds een iets kleinere stabiliteitsfactor op. Dit verschil geldt alleen wanneer de teenbestorting tussen nul en eenmaal H_s onder de waterstand ligt.

Het gebruik van formules (3.4) en (3.5) kan daarom zowel voor ruwe als gladde boventaluds worden toegepast, aangezien slechts voor een enkele situatie dit zal leiden tot een conservatievere oplossing.

Vaak zijn golven de maatgevende belasting voor het dimensioneren van een teenbestorting. In uitzonderlijke gevallen kan stroming maatgevend zijn. Zie de Rock Manual, paragraaf 5.2.1.3 hoe breuksteen kan worden gedimensioneerd op een belasting door stroming met de daarbij behorende schuifspanningen.

Stroming

Vaak zijn golven de maatgevende belasting voor het dimensioneren van een teenbestorting. In uitzonderlijke gevallen kan stroming maatgevend zijn. Zie de Rock Manual, paragraaf 5.2.1.3 hoe breuksteen kan worden gedimensioneerd op een belasting door stroming met de daarbij behorende schuifspanningen.

Stap 3. Bepalen laagdikte, breedte en filterconstructie van teenbestorting - Dimensioneren

De toelaatbare schade aan de teenbestorting wordt door middel van de schadegetallen S en N_{od} (dit is afhankelijk van de formule) begrensd, zie hoofdstuk 6. Het schadegetal N_{od} mag groter worden gekozen wanneer het volume van de teenbestorting ook groter wordt. Het volume van de teenbestorting wordt bepaald door de laagdikte en de breedte (haaks op de dijkas).

Laagdikte steenbestorting

Losse breuksteen wordt normaliter aangebracht in een dubbele laag, omdat bij een enkele laag na een eerste schade de ondergrond meteen blootgesteld zou worden aan golfaanval en omdat de schade zich bij een enkele laag sneller en abrupter ontwikkelt.

Als richtlijn geldt dan ook het volgende. De benodigde dikte van de bestorting dient gelijk te zijn aan $2 \cdot D_{n50}$ als de laagdikte ingemeten wordt met de ‘Highest Point Method’ of 1,8 D_{n50} als de 'reference (spherical foot staff) survey method' wordt toegepast (zie tabel 3.9 van de Rock Manual).

Grotere diktes zijn mogelijk en worden soms toegepast als er onvoldoende ruimte is om de teenbestorting aan te brengen. Echter bij een teenbestorting houdt dat meestal in dat de waterdiepte

boven de teen kleiner wordt en daarmee de belasting op de teen groter. De teenbestorting wordt namelijk meestal niet ingegraven in het voorland. Daarom wordt er over het algemeen gekozen voor een laagdikte van 2 nominale steendiameters.

Breedte steenbestorting

Voor de breedte van de teenbestorting wordt in de praktijk vaak een breedte toegepast van 5 m bij steensorteringen tot en met 60-300 kg en van 10 m bij een sortering van 300-1000 kg. Deze breedte is vaak meer dan 10 maal de nominale steendiameter. De teenbestorting heeft in veel gevallen alleen de functie voor het ondersteunen van het teenschot. Als de teenbestorting ook ontworpen dient te worden als een bodembescherming kan een bredere bestorting nodig zijn. Bij een bodembescherming is de breedte (lengte vanaf de constructie) afhankelijk van de erosiegevoeligheid van de bodem/voorland en varieert vaak tussen de 2 tot 3 maal de potentiële erosiediepte, wat min of meer neerkomt op 2 tot 3 maal H_s. Zie ook de Rock Manual, paragraaf 6.3.4.1.

Uit testresultaten van [Ebbens, 2009] blijkt dat condities met langere golfperiodes meer schade veroorzaken dan korte periodes. De minimale breedte van de teenbestorting is 2x groter voor een golfsteilheid van s_{op}=0.01 dan voor een steilheid van s_{op}=0.035 bij gelijkblijvende N_{od}-waarde. Dit effect kan wellicht verklaard worden door de breedte van de teenbestorting te relateren aan de lokale golflengte. De lokale golflengte is namelijk 2x langer voor golfsteilheden van s_{op}=0.01 dan voor steilheden van s_{op}=0.035.

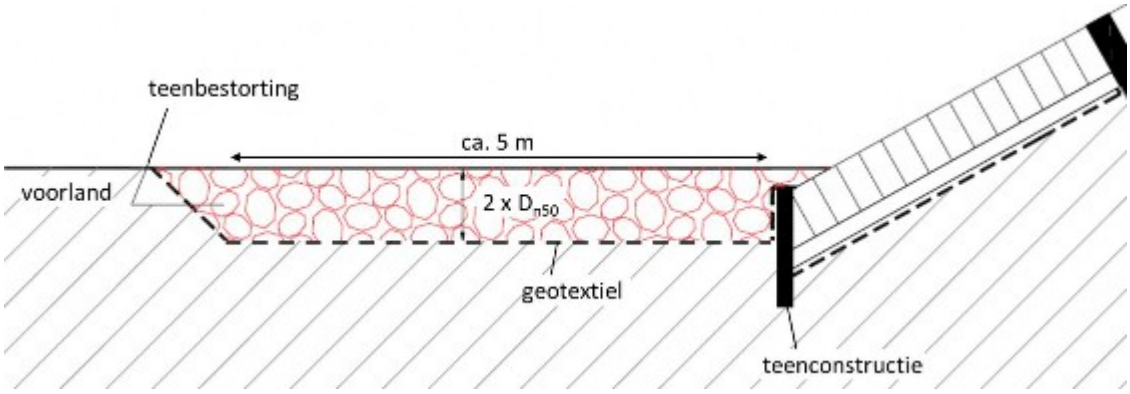
Filterconstructie

Onder de teenbestorting wordt in het algemeen een filterlaag en een geotextiel toegepast om uitspoeling van de ondergrond te voorkomen. Dimensioneren van de filterlaag kan gedaan worden op basis van de formule in de Rock Manual, paragraaf 5.4.3.6. Meestal wordt onder de filterlaag een geotextiel toegepast: een weefsel (woven) of vlies (non-woven). Beide typen voldoen aan de typische eisen die gelden voor gebruik in de waterbouw. Met behulp van de herziende uitgave van CUR 174 [2009] kan het ontwerp van het geotextiel worden gemaakt.

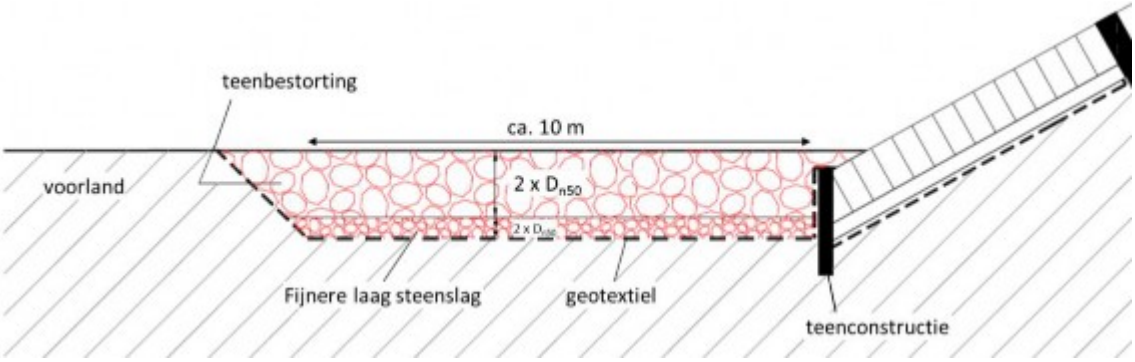
Steensorteringen tot en met 10-60 kg kunnen ‘met beleid’ direct op het geotextiel worden aangebracht. Echter, ook stenen uit deze gradering dienen niet van een te grote hoogte (< 0.75m bij een doek van 300 gr/m^2) op het geotextiel te worden gestort. Afhankelijk van de uitvoeringswijze en de sterkte van het gekozen geotextiel kan een gradering 40-200 kg ook direct erop worden geplaatst.

Bij grotere steensortering dan 40-200 kg dient eerst een vlijlaag van fijnere steen aangebracht te worden om beschadiging van het geotextiel te voorkomen. Hiervoor wordt een sortering gebruikt die voldoet aan de filterregels om uitspoeling en daarmee zettingen te voorkomen. Vaak wordt hier een restsortering gebruikt zoals 1-5 kg of 1-10 kg, mits deze voldoet aan de filterregels.

Wanneer significante zettingen van de ondergrond verwacht worden dient altijd eerst een fijne laag steenslag op het geotextiel aangebracht te worden. Anders kan het doek zich opspannen tussen twee naast elkaar liggende grotere stenen waardoor het doek daartussen kan gaan scheuren. Figuur 3 en Figuur 4 geven twee voorbeelden van teenbestortingen.



Figuur 3 Voorbeeld teenbestorting direct op geotextiel.



Figuur 4 Voorbeeld teenbestorting met fijnere laag steenslag op geotextiel.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Dimensioneren van een breuksteenbekleding op windgolven

Het dimensioneren van breuksteenbekledingen dient te gebeuren op basis van de juiste hydraulische randvoorwaarden. Deze hydraulische randvoorwaarden dienen afgeleid te zijn ter hoogte van de teen van de constructie.

De hydraulische randvoorwaarden zijn vaak afhankelijk van de waterstand. Het is meestal niet op voorhand vast te stellen welke combinatie van waterstand en golfhoogte-golfperiode maatgevend zal zijn. De maatgevende combinatie zal vaak voor een teenbestorting anders zijn dan voor een bepaald onderdeel van de taludbekleding of plasberm.

In de praktijk kan het voorkomen dat alleen randvoorwaarden beschikbaar zijn op een uitvoerpunt van een rekenmodel wat op enige afstand voor de teen ligt (vaak ca. 50 m). Met name bij lagere waterstanden zullen de opgegeven golven richting de teen van de waterkering vaak nog breken en dus een minder zware belasting geven. Daarom moeten voor het dimensioneren de randvoorwaarden eerst omgerekend worden naar de teen van de waterkering. Het omrekenen dient bij voorkeur gedaan te worden met een geschikt numeriek model.

Wanneer gebruik wordt gemaakt van een numeriek model is het belangrijk om constructies en eventuele modelranden niet-reflecterend te modeleren. Het numeriek model levert anders een totale golfhoogte op in een punt terwijl de ontwerpformules gebaseerd zijn op alleen de inkomende golfhoogte.

Als het niet de moeite loont om een numeriek model in te zetten, of voor oriënterende berekeningen, kan de invloed van het breken van de golven door de geringere waterdiepte voor de dijk geschat worden met de volgende vuistregel. Deze rekenregel maakt gebruik van de waterdiepte op een halve

diep water golflengte voor de teen van de dijk (uit: Handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen, [Klein Breteler, 1992]):
Criterium i.v.m. de waterdiepte: $H_{s;teen;max} = 0,5 \cdot h$

Waarin:

$H_{s;teen;max}$: Maximale significante golfhoogte aan de teen van de waterkering [m]

h : Waterdiepte op een halve diepwatergolflengte uit de teen van de waterkering [m]

Als de golfhoogte op het uitvoerpunt groter is dan met bovenstaande formule berekende maximum, dan dient deze gereduceerd te worden tot dit maximum.

Voor een correcte berekening van de waterdiepte moet steeds de laagst verwachte voorlandligging tijdens de toets- of ontwerpperiode meegenomen worden.

Er kan bij ondiepe voorlanden gebruik gemaakt worden van de $H_{2\%}$ (golfhoogte die door 2% van de golven in het golfveld wordt overschreden), omdat deze parameter meer bepalend is voor de schade dan de H_s. Normaal is er een vaste verhouding tussen $H_{2\%}$ en H_s, maar niet in ondiep water. In ondiep water is de Rayleighverdeling namelijk niet langer geldig en worden de hoogste golven meer beïnvloed door de beperkte waterdiepte dan de kleine golven in het golfveld. De $H_{2\%}$ kan berekend worden met de methode van Battjes- Groenendijk [Battjes en Groenendijk, 2000], (zie ook Rock Manual, paragraaf 4.2.4.4).

Normaal zal op ondiep water de golfperiode ongeveer onveranderd blijven.

In (zeer) ondiep water zal echter als gevolg van niet-lineaire drie-golfwisselwerkingen het golfspectrum significant van vorm veranderen. De spectrale parameters zoals T_p en $T_{m-1,0}$zullen dan (veel) groter worden dan de initiële diep water T_p en $T_{m-1,0}$. De ontwerper dient hier rekening mee te houden in het ontwerp, maar ook bij het toetsen.

Ook schuin invallende golven resulteren in een lagere belasting.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Dimensioneren van een breuksteenbekleding op stromingsbelasting

De methode voor het dimensioneren van een breuksteenbekleding belast door stroming wordt gegeven in de [Rock Manual, 2007], paragraaf 5.2.3.1. Wanneer echter stroming en golven gelijktijdig optreden dient de methodiek op basis van de kritieke schuifspanning bekeken te worden waarin zowel de bijdrage als gevolg van stroming als golven wordt meegenomen (zie paragraaf 5.2.1.3 in de Rock Manual). Hierin mag voor massasorteringen (zie de Rock Manual Tabel 3.5 ‘light’ en ‘heavy’) van 5-40 kg en groter de berekende D_{50} via de conversiefactor D_{n50}/D_{50}=0,84 bepaald worden om zodoende een geschikte sortering te kiezen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Dimensioneren van een breuksteenbekleding op scheepsbelastingen

De methode voor het dimensioneren van een breuksteenbekleding belast door scheepsgolven en stroming als gevolg van schroefstralen wordt beschreven in de [Rock Manual, 2007], paragraaf 5.2.2.2 (scheepsgolven) en paragraaf 4.3.4.3 (stroomsnelheden). Echter de in paragraaf 4.3.4.3 gegeven parameters zijn maar beperkt geldig. De 'Recommendations of the Committee for Waterfront Structures - Harbours and Waterways' (EAU 2004) geeft hier een veel betere beschrijving van. De vertaling van stroomsnelheden van schroefstralen naar steengrootte wordt in de Rock Manual beschreven in paragraaf 5.2.3.1 formule 5.226.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Dimensioneren van breuksteenbekleding op ijsbelasting

Doorgaans worden breuksteen bekledingen in Nederland niet op ijsbelasting gedimensioneerd, omdat dit doorgaans tot een enorm zware constructie leidt, die niet meer in verhouding staat tot de relatief geringe schade en reparatie-inspanningen aan lichtere bekledingen. Eventuele beschadigde breuksteenconstructies worden doorgaans in het kader van variabel onderhoud hersteld. Wanneer het toch nodig wordt geacht om op ijsbelastingen te dimensioneren moet gebruik worden gemaakt van de [Rock Manual, 2007], paragraaf 5.2.4.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Het dimensioneren van een breuksteenoverlaging

Het dimensioneren van een breuksteenoverlaging verloopt grotendeels hetzelfde als gewone breuksteenbekledingen op een granulaire onderlaag. Het enige verschil is de toevoeging van de overlagingsfactor *Y* in de formules. Zie hiervoor het artikel Invloedsfactor scheve golfinval.

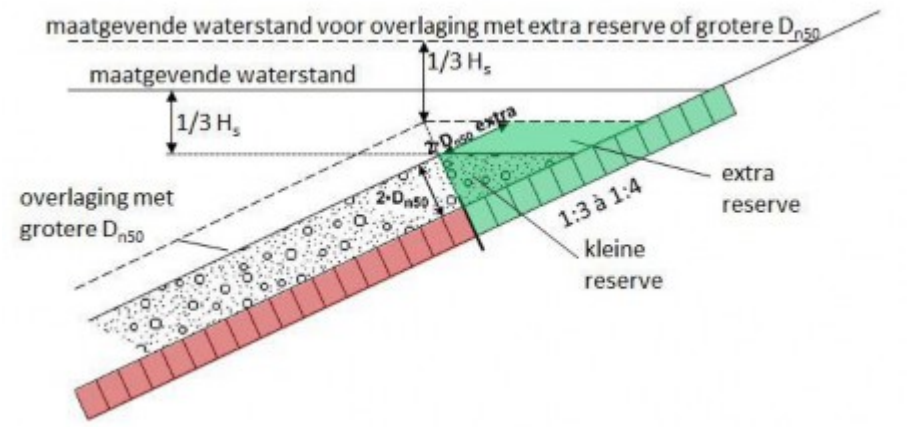
Voor het dimensioneren van breuksteenbekledingen op een granulaire onderlaag wordt aanbevolen de [Rock Manual, 2007] te gebruiken, met name de formule van Van der Meer [Van der Meer, 1988]. Met de rekenregels waarnaar in onderstaande paragrafen verwezen wordt, kan een waarde voor de benodigde steendiameter in combinatie met een relatieve massadichtheid ($\Delta.D_{n50}$) worden bepaald. Op basis hiervan kan een klasse A standaardsortering op basis van de NEN:EN 13383 [2002] bepaald worden. Zie ook hoofdstuk 3, paragraaf 3.4.3 van de Rock Manual. Klasse A onderscheidt zich van klasse B door het voorgeschreven bereik (minimum tot maximum) van de M_{50} van een sortering. Het is echter niet verplicht om een standaard sortering te kiezen. Niet-standaard sorteringen zijn onder andere ook omschreven in paragraaf 3.4.3.9 in de Rock Manual.

Er zijn echter meerdere parameters in de stabiliteitsformule van Van der Meer [1988] die bepaald moeten worden of eventueel toegevoegd kunnen worden. Deze parameters zijn:

- Coëfficiënt γs; Veiligheidscoëfficiënt (1,1 bij ontwerp en 1,0 bij toetsen)
- Coëfficiënten *C*pl en *C*s voor plunging en surging breakers
- Coëfficiënt $\gamma\beta$; Effect van schuine golfinval
- Fictieve Permeabiliteit *P*
- M_{50} bandbreedte van een gradering en corresponderende D_{n50} op basis van de massadichtheid
- Minimale laagdikte
- Aantal golven *N*
- Schadegetal *S*
- Overlagingsfactor *Y* (alleen van toepassing als de breuksteenoverlaging beëindigd wordt op een niveau tot één maal *Hs*boven ontwerp/toetspeil of lager).

Bij breuksteenoverlagingen wordt een reductiefactor voor de stabiliteit gebruikt die leidt tot een iets grotere steendiameter. De maatgevende belasting op een overlaging met losse breuksteen is de golfklap in combinatie met de golfterugloop over de niet-overlaagde (hoger op het talud gelegen) bekleding. De hydraulische randvoorwaarden die normaliter leiden tot de maatgevende belasting dienen te worden afgeleid voor een waterstandsniveau gelijk aan het hoogste niveau van de breuksteenoverlaging plus de grootte van het golfdal die gelijk gesteld wordt aan $1/3.H_s$, zie ook Figuur 1. In zeldzame gevallen treedt de grootste H_s niet op bij de hoogste waterstand en dient de ontwerper ook deze combinatie mee te nemen in de analyse. De breuksteenoverlaging dient minimaal door te lopen in een laagdikte van $2 \cdot D_{n50}$ tot het niveau van de afgekeurde steenzetting. Aangezien de bovenzijde daarmee afhankelijk is van de keuze van de gradering dient de breuksteenberekening op

iteratieve wijze te worden doorlopen.
Op basis van de hydraulische randvoorwaarden kan de benodigde nominale steendiameter in combinatie met de relatieve massadichtheid ($\Delta \cdot D_{n50}$) berekend worden met de originele vergelijking van Van der Meer voor een breuksteenbekleding (zie ook paragraaf 5.2.2.2 in de Rock Manual). Deze formules voor plunging en surging golven dienen echter te worden uitgebreid met een coëfficiënt γ ($\gamma<1$).



Figuur 1 Bovengrens overlaging.

Versie 1.0: 2 juli 2025

7. Beheer

7.1 Algemeen

Zorgplicht

De zorgplicht houdt in dat de beheerder de wettelijke taak heeft om de primaire kering aan de veiligheidseisen te laten voldoen en voor het noodzakelijke preventieve beheer en onderhoud te zorgen. Om die reden worden de keringen door de beheerder regelmatig geïnspecteerd om te beoordelen of de fysieke toestand van de kering nog in overeenstemming is met de ontwerpuitgangspunten, zie de artikelen Monitoring en life-cycle management en Inspectie. In het geval de fysieke toestand van de kering door bijvoorbeeld technische veroudering of (storm)schade niet meer voldoet aan de minimale ontwerpuitgangspunten dient de beheerder de nodige onderhouds- en herstelmaatregelen te treffen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Monitoring en life-cycle management

Gedurende de totale levenscyclus van een waterkering verdienen diverse aspecten de aandacht van de beheerder. Monitoring en inspectie gedurende de verschillende levensfasen van een waterkering spelen daarbij een belangrijke rol. In dit artikel is onderscheid gemaakt in de ontwerpfase, de realisatiefase en de gebruiksfase.

In het algemeen kenmerkt zich een beheercyclus voor een waterkering door 3 fasen:

1. Ontwerpen en versterken (ontwerp- en realisatiefase).
2. Dagelijks beheer, onderhoud en eventuele calamiteiten (gebruiksfase).
3. Beoordelen van de waterkering.

Waterkeringen hebben meestal meer functies dan de primaire: waterkeren. Dit artikel gaat echter alleen in op enkele aspecten van de primaire functie.

Ontwerpfase

Het ontwerp (van een waterkering) levert de uitgangspunten op die tijdens de realisatiefase en het dagelijks beheer, de gebruiksfase, moeten worden bewaakt (inspectie en monitoring) om de veiligheid van de waterkering te garanderen.

Realisatiefase

De realisatiefase is een fase van de levenscyclus die speciale aandacht verdient, omdat de sterkte gedurende een dijkverbetering namelijk veelal geringer is dan voordien en zeker geringer is dan in de beoogde eindsituatie. Afhankelijk van de belastingen die gedurende de uitvoeringsfase kunnen optreden kan daardoor de faalkans van de waterkering geringer zijn.

Bij de reconstructie van een te zwakke bekleding wordt de oude bekleding veelal verwijderd voordat de nieuwe wordt aangebracht. De erosiebestendigheid is gedurende de uitvoeringsfase daardoor veel geringer. Bewaken van te verwachten belastingen en zo nodig achter de hand houden van noodmaatregelen is geboden.

Als de realisatiefase de uitvoering van een dijkverzwaring betreft, zal de veiligheid van het mechanisme afschuiven tijdens de uitvoering vrijwel altijd beperkt zijn. Zie het artikel Stabiliteit tijdens de uitvoering dijkverbetering. En een lagere dijkstabiliteit heeft uiteraard ook mogelijk consequenties voor de veiligheid van de kering. Het artikel Uitvoeringsbegeleiding dijkverbetering gaat in op monitoring gedurende de uitvoering. Vanuit de uitvoeringsfase is rapportage gewenst met betrekking tot nieuwe informatie verzameld tijdens de uitvoeringsfase, zie Kwaliteitscontrole bij uitvoering dijkverbetering.

Gebruiksfase

De gebruiksfase kan worden opgedeeld in drie subfasen. Als voorbeeld om deze te illustreren wordt uitgegaan van een dijk.

In de eerste fase is de dijk nog niet op volle sterkte. Waterspanningen zijn mogelijk nog onvoldoende gedissipeerd, zie de paragraaf Consolidatie na dijkverzwaring verderop. Een steenzetting is over het algemeen pas echt goed ingewassen als er een lichte storm overheen is gegaan. Een grasbekleding heeft enkele jaren nodig om een goed doorwortelde zode te ontwikkelen. Gedurende de eerste winterseizoenen vraagt dit mogelijk om extra aandacht voor eventuele noodmaatregelen.

In de tweede fase is de sterkte in principe ruim voldoende, maar via periodieke inspectie wordt de vinger aan de pols gehouden om vast te stellen of zich geen onvoorziene situaties voordoen (schadegevallen) en om na te gaan in hoeverre verouderingsverschijnselen onderhoud op termijn nodig maken. Controle op het dichtslibben van een in de dijk aanwezige drainage is hiervan een voorbeeld, zie de paragraaf Dichtslibben drainage.

De derde fase betreft het naderen van het einde van de levensduur. Veelal zal dit verschillende aspecten van de dijk betreffen, die op verschillende tijdstippen na de realisatie leidt tot (groot) onderhoud dan wel reconstructie. Dit kan uiteenlopen van het aanvullen van het inwasmateriaal dat in de loop van verschillende stormseizoenen ter ver is uitgespoeld uit een zuilenzetting, tot een kruinhoogte die tekort gaat schieten als gevolg van zettingen. Afhankelijk van het belang van het aspect, de omvang en de ernst waarvoor moet worden ingegrepen, zal meteen actie worden ondernomen of met een verhoogde inspectiefrequentie de vinger aan de pols worden gehouden tijdens het uitwerken van plannen voor reconstructie.

Consolidatie na dijkverzwaring

In gevallen waar samendrukbare lagen van enige dikte voorkomen, zal de consolidatie nog niet volledig hebben plaatsgevonden bij de oplevering van het werk. Dit betekent dat nog wateroverspanningen aanwezig zijn, waardoor enerzijds de eindstabiliteit nog niet is bereikt en anderzijds nog restzettingen optreden.

Op basis van de metingen van waterspanningen en/of zettingen kan een prognose gedaan worden over het verdere verloop van de consolidatie en, daarvan afgeleid, van het verdere verloop van de stabiliteit en zettingen. Voor de beheerder is dit belangrijke informatie.

In de periode dat de eindstabiliteit nog niet bereikt is, zal de beheerder meer alert moeten zijn in geval van hoogwater. Ook zal het beleid met betrekking tot ontgravingen of andere werkzaamheden nabij de dijk in deze periode wellicht strikter moeten zijn dan daarna. De beheerder moet hierover geïnformeerd worden middels een overzichtelijke rapportage.

Als de consolidatie nog wezenlijke eisen stellen aan het beheer, denk aan de noodzaak tot het treffen van tijdelijke maatregelen bij voorspeld hoogwater, dan ligt voortzetting van (een deel van) de waterspanningsmetingen uit de uitvoeringsbegeleiding voor de hand.

Dichtslibben drainage

Drainage bij een dijk moet regelmatig geïnspecteerd worden, zeker als deze voor het functioneren van de dijk uit het oogpunt van veiligheid essentieel is. Bij voorkeur wordt een onderhoudsplan opgesteld, waarin rekening is gehouden met de aard en de functie van de drainage [Anema, 2000]. Dit STOWA-rapport richt zich op buisdrainages, met name drainages toegepast bij de binnenteen van een dijk. Het rapport gaat in op:

- Ontwerp (een zeer korte omschrijving van de hoofdlijn).
- Aanleg.
- Type drainagebuizen en omhullingsmaterialen.
- Verstoppingsproblemen.
- Inspectiemethoden.
- Onderhoudsmogelijkheden en frequenties.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Inspectie en monitoring

Inspectie is het waarnemen of monitoren door de beheerder om de toestand van de waterkering te bewaken. Het kan daarbij gaan om visuele waarnemingen, maar ook om registratie met behulp van meetinstrumenten.

Periodieke inspectie is een essentieel onderdeel van de Zorgplicht.

Vormen van waarnemen

Visuele waarneming

Van oudsher betreft inspectie het doen van visuele waarnemingen. Een waarnemer gaat daartoe daadwerkelijk langs een dijktraject en signaleert verschijnselen en registreert deze in een logboek en/of fotografisch. De hecto-metrering van de dijk is hierbij de referentie.

De visuele waarnemingen betreffen vaak specifieke verschijnselen. Voor verschijnselen die grondwater-gerelateerd zijn, wordt verwezen naar Verschijnselen veroorzaakt door grondwaterbeweging in het artikel Waterspanningen meten en/of monitoren.

Als een visuele waarneming wijst op een mogelijk probleem, dan is dat reden om aanvullend onderzoek te doen teneinde de aard en omvang van het eventuele probleem te bepalen.

Registreren met meetinstrumenten

Waarnemingen vinden tegenwoordig steeds meer plaats met meetinstrumenten. Dat kan enerzijds gaan om momentopnamen, bijvoorbeeld een scan van de dijkgeometrie, maar ook een tijdregistratie van de waterspanning in een enkel meetpunt of een tijdregistratie van de vervormingen langs een lijn, door middel van een frequent doorgemeten glasvezelkabel. Daarnaast wordt de laatste jaren steeds frequenter gebruik gemaakt van satellietdata en infrarood- en lasertechnologieën en inzet van drones .

Opgemerkt moet worden, dat niet voor alles en op alle locaties sensoren beschikbaar zijn, die ook nog eens de benodigde (gewenste) informatie opleveren. Derhalve blijft visuele waarneming altijd een belangrijk aspect in het beheer van een waterkering

Interpretatie van waarnemingen

Eén enkele waarneming is veelal niet zo waardevol, al is een constatering van een schadegeval als gevolg van hoogwater en/of storm uiteraard reden om (nood-/herstel)maatregelen te nemen.

Fenomenen die niet per se tot de schadegevallen hoeven te worden gerekend, kunnen wel een indicatie geven van potentiële problemen. Specifieke voorbeelden voor grondwater gerelateerde problemen staan worden gegeven in het artikel Verschijnselen veroorzaakt door grondwaterbeweging. Maar ook ongelijke zettingen kunnen aanleiding vormen tot nader onderzoek.

Een enkele meting van een parameter is ook waardevol als er een referentie of minimumwaarde voor die parameter beschikbaar is. Een gemeten kruinhoogte maakt, zodra deze vergeleken is met de benodigde kruinhoogte, meteen duidelijk of de benodigde kruinhoogte nog aanwezig is.

Als er geen evidente schade is, levert signaleren van veranderingen een meerwaarde. Combineren van verschillende waarnemingen, zeker als het gaat om tijdregistraties, biedt bijvoorbeeld mogelijkheden te extrapoleren naar de extremere belastingen, dan wel naar het einde van een zichtperiode. Om waarnemingen goed met elkaar te kunnen vergelijken, moeten plaats en tijdstip van de waarnemingen altijd goed zijn vastgelegd.

De respons van een of meerdere waterspanningsmeters op een simultaan geregistreerde hoogwatergolf van de rivier, maakt bijvoorbeeld extrapolatie van de waterspanningen naar extremer situaties mogelijk (Analytische modellen voor de interpretatie van peilbuiswaarnemingen).

Vergelijken van de dijkgeometrie op verschillende tijdstippen kan duidelijk maken of het beoogde kruinniveau tot het eind van de zichtperiode nog aanwezig zal zijn.

In een faalkansanalyse spelen een groot aantal parameters een rol. Verschillende combinaties van parameterwaarden leiden tot dezelfde faalkans. Een enkel afkeurcriterium voor een specifieke parameter is dus niet mogelijk. Maar voor de eenvoud van de praktijk van de inspectie is het beter om met drempelwaarden te werken: interventiewaarden waaraan de waargenomen waarden worden getoetst. Als een drempelwaarde wordt overschreden is dat reden om actie te ondernemen. Door per parameter verschillende drempelwaarden te definiëren kan een mate van urgentie worden vastgelegd. Zo kan bijvoorbeeld passage van een eerste drempelwaarde reden zijn om de inspectie-frequentie op te voeren, om zo beter een vinger aan de pols te houden. Een herziening van de totale faalkansanalyse, waarbij ook gegevens van andere parameters kunnen worden meegenomen, kan de noodzaak tot het opnemen van groot onderhoud in de planning duidelijk maken. Bij het onverhoopt passeren van de meest extreme drempelwaarde, moeten acuut noodmaatregelen worden getroffen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Legger en beheerregister

De legger is een kaart met juridische status die waterkeringbeheerders opstellen. Hierop staat de exacte ligging van de waterkering en de daarin te onderscheiden zones (kernzone, beschermingszone en buitenbeschermingszone). De begin- en eindcoördinaten van de normtrajecten zijn daarbij voorgeschreven door de Waterwet.

Het beheerregister is een document of database met de beschrijving van de feitelijke toestand van de waterkering, met de voor het behoud van het waterkerend vermogen kenmerkende gegevens van de constructie. Dit register wordt in het kader van de Zorgplicht up-to-date gehouden door gegevens uit Monitoring en Inspectie.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Noodmaatregelen ter voorkoming van geotechnische instabiliteit

Noodmaatregelen te nemen om de stabiliteit van de waterkering te verbeteren zijn afhankelijk van de waargenomen fenomenen. Interpretatie van die fenomenen moet duidelijk maken welk faalmechanisme dreigt op te treden of al in gang is gezet. Bij de overweging om specifieke noodmaatregelen te treffen ter voorkoming van instabiliteit, hoort altijd een beoordeling in hoeverre de kans op een ander faalmechanisme niet ontoelaatbaar stijgt als gevolg van die maatregel. Zo stellen de faalmechanismen afschuiven en piping soms tegenstrijdige eisen.

Voor dreigende afschuivingen zijn in het algemeen twee categorieën aan noodmaatregelen mogelijk:

1. Reductie van de belasting.
2. Verhoging van de sterkte.

Let op, een hoge freatische lijn in het dijklichaam wordt in deze ook als belasting gezien. In de eerste categorie, een reductie van de belasting, vallen de volgende maatregelen:

1.a Verkeersmaatregelen: weren van (zwaar) verkeer op de kruin. Aanvoer van zwaar materieel en materialen in verband met het treffen van andere noodmaatregelen, bijvoorbeeld voor het aanbrengen van een steunberm, kunnen beter via het achterland plaats vinden.

1.b Afdichten van buitentalud, voorland en of binnentalud. Het afsluiten van infiltratiemogelijkheden beperkt de waterspanningen in de dijk en het watervoerende pakket.

1.c Verlagen van de waterspanningen in het watervoerend pakket door nooddrainage naar het maaiveld. Let op, deze noodmaatregel alleen overwegen als de kans op piping is uitgesloten.

1.d In uitzonderlijke gevallen kan ijsvorming op rivieren leiden tot extra waterstandsopzet. Preventie van deze extra opzet kan door de inzet van ijsbrekers. Het benedenstrooms afvloeien van het gebroken ijs moet wel gewaarborgd zijn.

De volgende noodmaatregelen vallen in de categorie verhoging van de sterkte:

2.a Binnendijkse teensloot dempen met zand. Dempen reduceert de kans op glijvlakken die ter plaatse van de slootbodem uittreden. En er is meer tegenwerkend gewicht in de passieve zone van andere potentiële glijvlakken.

2.b Het aanbrengen van een steunberm. Een steunberm in de passieve zone van de gevreesde afschuiving komt de stabiliteit ten goede.

2.c Herstel van afgeschoven binnentalud ter voorkoming van vervolgmechanismen. Afdekken van het steile binnentalud van het aangetaste dijkprofiel na afschuiving met een geotextiel en een beperkt aantal zandzakken, reduceert de kans op vervolgmechanismen, zie het artikel Vervolgmechanismen na binnenwaarts afschuiven langs diep glijvlak.

Meer informatie over noodmaatregelen is te vinden op de website Wiki Noodmaatregelen Waterkeringen. Deze website gaat dieper in op schadebeelden, de mechanismen die daaraan ten grondslag kunnen liggen en de noodmaatregelen die kunnen worden genomen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Instabiliteit en niet-waterkerende objecten

Niet-waterkerende objecten (NWO's) zijn objecten die niet bijdragen aan de waterkerende functie, maar die zich wel in de invloedszone van de waterkering bevinden. Voorbeelden van niet-waterkerende objecten zijn huizen en andere bebouwing, windmolens, kabels en leidingen en begroeiing in de vorm van struiken en bomen.

Invloed NWO's op het mechanisme afschuiven

De kans op het optreden van het mechanisme afschuiven van de waterkering kan toenemen als NWO's ernstig beschadigd raken. Schade aan NWO's kan dus indirect een bijdrage aan de faalkans van de waterkering leveren. Zo kan bijvoorbeeld het bezwijken van een pijpleiding die de waterkering kruist, leiden tot het instromen van buitenwater door de gebroken leiding. Ook kan bezwijken van een leiding door een explosie, of het uitstromen van het uitstromende medium, leiden tot aantasting (erosie) van het dijkprofiel.

Ontworteling van een boom op de kruin of het buitentalud kan het dijkprofiel aantasten.

Een veiligheidsanalyse moet uitwijzen of vervolgschade door bezwijken van de NWO's leidt tot significante beïnvloeding van het mechanisme afschuiven .

Invloed (bezwijk)mechanismen op NWO's

Een bezwijkmechanisme, bijvoorbeeld een afschuiving, kan ook leiden tot schade aan NWO's. Als het daarbij gaat om infrastructuur die bij calamiteiten noodzakelijk is, kan deze door een afschuiving mogelijk onbruikbaar raken. Voorbeelden van essentiële infrastructuur zijn wegen die voor inspectie, evacuatie of aanvoer van zand(zakken) noodzakelijk zijn, maar ook communicatieverbindingen.

Als er essentiële infrastructuur aanwezig is in de invloedszone, is het wenselijk na te gaan of een eventueel bezwijkmechanisme nadelige effecten heeft op de werking van deze infrastructuur, en zo ja of dit toelaatbaar is. Let op, het kan hierbij ook gaan om mechanismen die niet leiden tot falen van de waterkering. Op basis van een risicoanalyse kunnen beheerders aanvullende veiligheidseisen stellen, gelet op de overige functies van de dijk en de daarbij aanwezige NWO's.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Aansluiting van een dijk op een ander type waterkering of hoge gronden

Een aansluitingsconstructie dient om waterkeringen van een verschillend type op elkaar aan te sluiten. Onder een aansluitingsconstructie wordt het gehele dwars- en lengteprofiel van een grondconstructie verstaan, in zijn afwijkende vorm, bij de overgang van dijk naar een duin, hoge gronden of een kunstwerk. Een dergelijke aansluiting is daarmee te beschouwen als een grootschalige overgangsconstructie.
Door de afwijkende vorm van de aansluiting kunnen, onder andere door turbulentie en golfdiffractie, lokaal grotere hydraulische belastingen optreden dan in eerste instantie voor een rechte dijkstrekking

zijn bepaald. Dit kan gevolgen hebben voor de morfologie, ter plaatse van de overgang van bijvoorbeeld een dijk naar een duin resulterend in een versnelde afslag.
Deze verhoogde belastingen moeten door de beheerder zelf op grond van zijn lokale ervaring, eventueel met specialistische ondersteuning, worden bepaald.

Aansluiting van dijk op duin

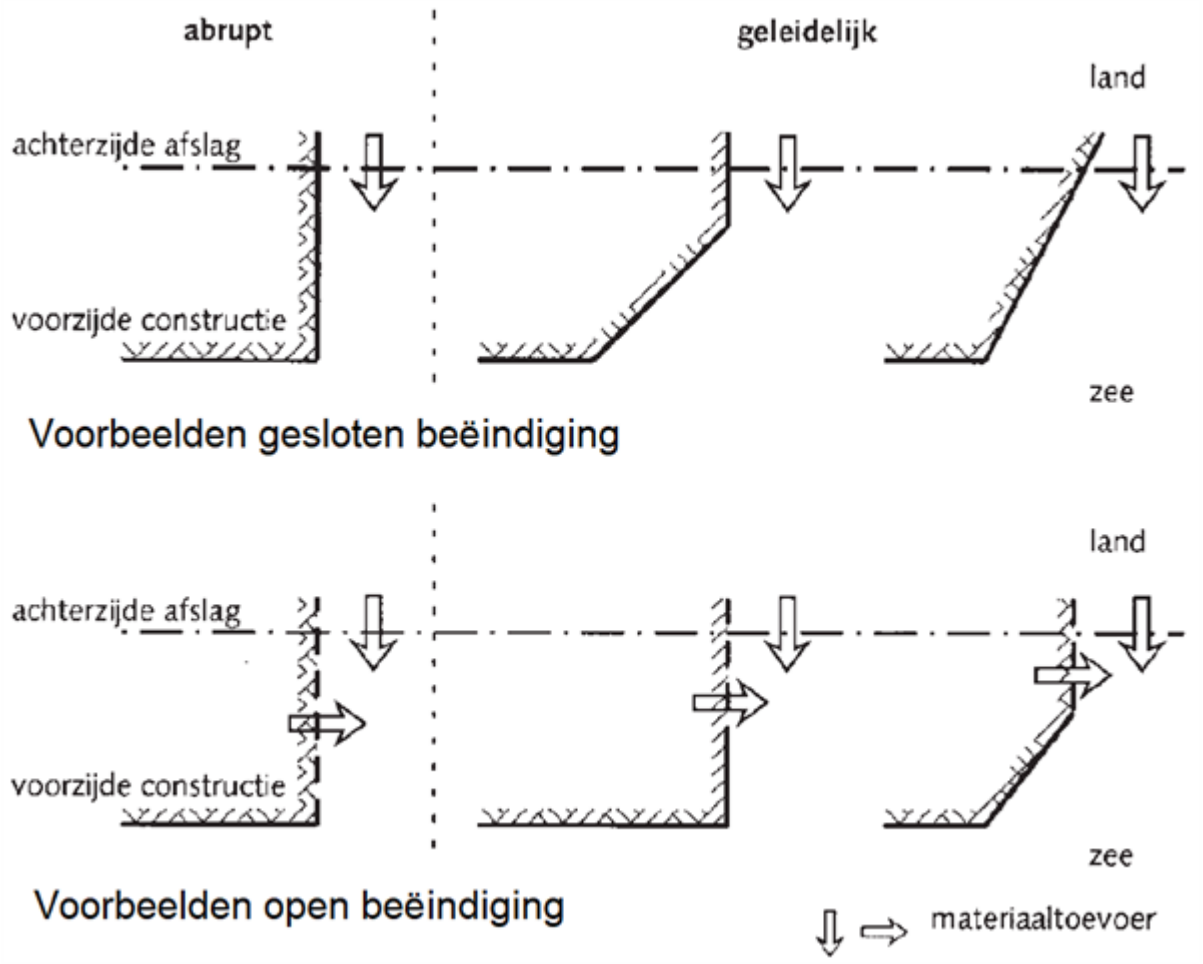
Bij de aansluiting van een dijk op een duin gaat het om de overgang van een zachte waterkering (duin) naar een harde waterkering (dijk). De aanduiding 'hard' is hierbij feitelijk slechts in relatieve zin bedoeld en kan dan ook worden opgevat als 'relatief hard'. In deze ruimere betekenis valt overigens ook de aansluiting van een onverdedigd duin op een duinvoetverdediging onder aansluitingsconstructies.

Ten aanzien van de morfologische effecten tijdens duinafslag zijn te onderscheiden, zie Figuur 1:

1. Een abrupte beëindiging.
2. Een geleidelijke overgang.

Vanuit het oogpunt van waterkering is een belangrijk onderscheid:

- Een gesloten beëindiging, waarbij de constructie reikt tot de achterkant van de afslagzone.
- Een open beëindiging, waarbij de constructie bij extreme afslag achterspoeld raakt.



Figuur 1 Type beëindiging dijk in duin (boven: gesloten beëindiging, onder: open beëindiging.

Het te kiezen type overgang wordt mede bepaald door de aanwezige duinsterkte ter plaatse van de aansluiting. Bij een marginaal duin is er geen ruimte genoeg om een gesloten eindconstructie aan te leggen zonder dwars door het duin te graven. Bij een algehele dijk- annex duinverzwaring is dat geen overwegend bezwaar. De ingreep in de totale waterkering is dan zo omvangrijk dat de doorgraving daarin zowel technisch als financieel van ondergeschikt belang is. Indien uitsluitend de overgang moet worden gemaakt dan moet doorgraving van het duin bij voorkeur worden vermeden en valt de keuze op een open beëindiging, mede vanwege de veel lagere kosten.

De overgang van een duin naar een dijk moet zodanig zijn uitgevoerd dat faalkans past binnen de daarvoor gereserveerde faalkansruimte afgeleid uit de overstromingskans voor het betreffende keringtraject. De aansluitingsconstructie moet in verband hiermee voldoende weerstand kunnen bieden tegen golfoverslag en omspoelingen. Het artikel Aansluiting duin op dijk [?] gaat dieper in op een schetsontwerp voor de aansluiting van een dijk op een duin.

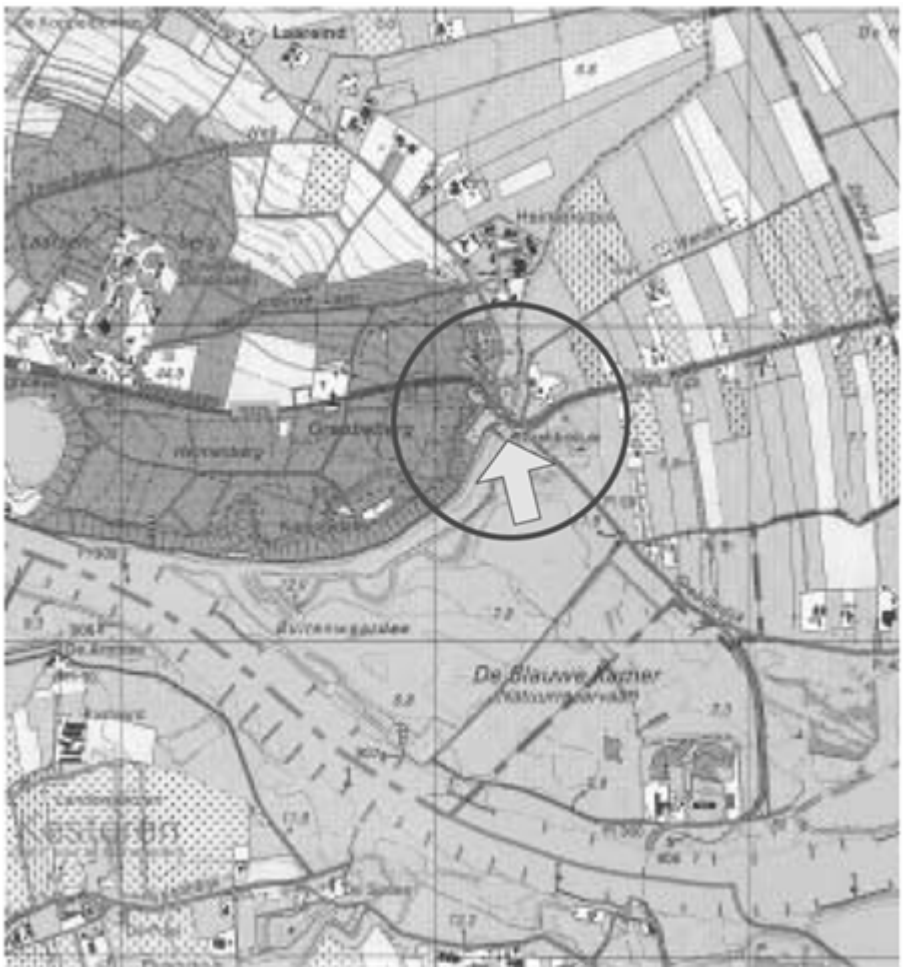
Aansluiting van dijk op kunstwerk

Aangezien de wanden van kunstwerken bijna altijd vrij strak (glad) zijn, zal bij hoge waterstanden er bijna zeker gevaar voor kwel (onder- en achterloopsheid) langs het kunstwerk aanwezig zijn. Ter voorkoming hiervan zullen zowel onder als naast het kunstwerk kwelschermen aanwezig moeten zijn. Deze schermen moeten voldoende diep steken, hoog en breed zijn om kwel, heave en/of piping te voorkomen. Rekenregels voor kwelschermen staan in het artikel Rekenregels voor kwelschermen [?], de [Leidraad waterkerende kunstwerken en bijzondere constructies, 1997] en het [Technisch rapport zandmeevoerende wellen, 1999].
Door de aanwezigheid van verticale wanden kan bij aansluitingen van een dijk op een kunstwerk versterkte golfaanval optreden. Dit vereist speciale aandacht bij het dimensioneren van de overgangsconstructies waarmee de taludbekledingen op het kunstwerk worden aangesloten. En ook zettingsverschillen tussen dijk en kunstwerk moeten door de bekleding kunnen worden opgevangen.

Aansluiting van dijk op hoge gronden

In principe gelden voor de aansluiting van een dijk op hoge gronden dezelfde regels als voor de overgang van een dijk naar een duin. Een verschil hierbij kan de samenstelling van de hoge gronden zijn, die vaker bestaan uit goed erosiebestendig materiaal. Als er geen ruimte is voor een afslagprofiel, of als een afslagprofiel niet gewenst is, moeten de aan de dijk aansluitende waterkerende taluds erosiebestendig worden uitgevoerd. Bij bandijken, die in normale toestand geen water keren, gaat het grondlichaam van de dijk meestal gewoon over in ‘de berg zand’ waardoor de hoge gronden zijn gevormd. In Figuur 2 staat als voorbeeld de aansluiting van de bandijk langs de Neder-Rijn aan de Grebbeberg.

Er moet rekening worden gehouden met de mogelijkheid dat bij (voorziene) peilstijgingen de aansluiting verder richting de hoge gronden verschuift, zie de memo [Handelingsperspectief hoge gronden en waterveiligheid, 2017].



Figuur 2 Voorbeeld van een aansluiting van dijk op hoge gronden.

Versie 1.0: 2 juli 2025

7.2 Beheer van bekledingen

Beschrijving van de traditionele bekledingen

Losgestorte elementen

Losgestorte elementen zijn elementen die na plaatsing nog steeds los van elkaar kunnen bewegen. Deze losgestorte materialen halen de stabiliteit voornamelijk uit hun gewicht en dienen dus zwaar genoeg te zijn om stabiel te zijn onder de (hydraulische) belasting. Wel kunnen elementen nog extra stabiliteit krijgen door interactie met andere elementen.

Bijvoorbeeld door een specifieke vorm die kan leiden tot interlocking. De toplaag is zo doorlatend dat geen druk wordt opgebouwd door waterstandsverschillen boven en onder de bekleding. Onder de elementen in de toplaag zijn over het algemeen meerdere lagen vereist die er zorg voor dragen dat het kernmateriaal niet door de toplaag spoelt.

Enkele voorbeelden van losgestorte elementen:

- breuksteen
- betonnen kubussen



Figuur 1: Losgestorte materialen als oeverbekleding (links), interlock elementen (rechts)



Figuur 2: Versterkte vegetatie (links) en grasbekleding (rechts)

Natuurlijk aaneengesloten begroeiing

Een oeverbekleding kan bestaan uit een natuurlijke aaneengesloten begroeiing. De sterkte zit grotendeels in het niet zichtbare gedeelte, de wortellaag, die als het ware de begroeiing in de grond verankert. De sterkte hangt daarbij af van de sterkte van de vegetatie, de sterkte en lengte van de wortels en de dichtheid van de verbindingen (bijvoorbeeld de begroeiingdichtheid van gras). De natuurlijke vegetatie kan versterkt worden door bijvoorbeeld doorgroeibare matten of stenen. Er wordt dan sterkte uit de vegetatie gehaald, maar ook uit de doorgroeibare elementen.

Een voorbeeld van een natuurlijke aaneengesloten mat is een grasbekleding. Die wordt op vrijwel alle dijken in Nederland toegepast. Dit materiaal is natuurlijk en goedkoop en is daarom vaak een van de beste alternatieven als de hydraulische belasting niet te groot is.

Gezette bekledingen en blokkenmatten

Gezette bekledingen en blokkenmatten bestaan uit elementen die netjes naast elkaar zijn geplaatst of

onderling verbonden zijn. De stabiliteit wordt ontleend uit het gewicht per vierkante meter en de interactie tussen de stenen. Het oppervlak is over het algemeen glad waardoor de golven weinig grip krijgen op de stenen. De gezette steen (het coherente materiaal) staat over het algemeen op een granulaire laag (steenslag) of geotextiel (zanddicht doek). De doorlatendheid en dikte van deze onderlaag is zeer belangrijk, omdat dit bepaald hoe groot de drukopbouw onder de toplaag is.
Er zijn vele vormen mogelijk en ook de coherentie met andere stenen kan op meerdere manieren tot stand komen. Bijvoorbeeld door inklemming, verbinding met kabels of een geotextiel. Een aantal voorbeelden van coherente materialen staat hieronder genoemd en is te zien in onderstaande figuur.

- zuilen
- blokken
- blokken verbonden met kabels

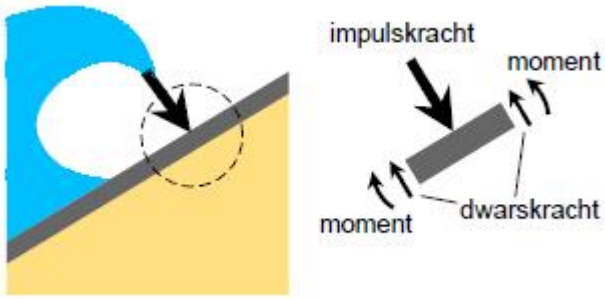


Figuur 3: Plaatsing blokken met kabels

Plaatbekledingen

Plaatbekledingen zijn in het werk gestorte of geprefabriceerde platen met een geringe dikte in verhouding tot de lengte en de breedte met een oppervlakte van doorgaans circa 1 m^2. Het materiaal is meestal een beton- of asfaltproduct. De stabiliteit wordt ontleend aan het gegeven dat momenten en dwarskrachten inwendig kunnen worden overgedragen.

Piekbelastingen worden zodoende gespreid binnen het element naar zones met een lagere belasting. Waar losgestorte materialen en coherent materiaal de stabiliteit uit gewicht en cohesie met andere elementen halen, wordt bij plaatbekledingen de belasting gespreid. De stabiliteit van de plaat is wel afhankelijk van het gewicht van één element, hierdoor zijn het soortelijk gewicht en de plaatdikte van belang bij het ontwerp. Vanwege de plaatwerking is de benodigde laagdikte van plaatbekledingen in het algemeen aanzienlijk geringer dan van losgestorte elementen. Plaatbekledingen worden zowel waterdicht (dicht) als waterdoorlatend (open) uitgevoerd.



Figuur 4: Schematisering krachtenspreiding plaatbekleding

Monolieten bekleding

Een stap verder dan de plaatbekledingen is de monolieten bekleding. In plaats van een beperkt oppervlak van één element van ongeveer 1 m2 vormt de bekleding hier één geheel. In het algemeen gaat het hier om een vulmateriaal dat gebonden is met een bindmiddel dat wordt gemengd en gestort. Net als bij plaatbekledingen kunnen belastingen binnen de bekleding worden gespreid en is ook het gewicht en de dikte van de bekleding van belang. Voorbeelden van monolieten bekledingen zijn:

- gepenetreerd breuksteen;
- waterbouwasfaltbeton (zie figuur 5).
- Cementgebonden bekledingen



Figuur 5: Monolieten bekleding waterbouwasfaltbetonErvaringen met cementgebonden plaatbekledingen



Gepenetreerde breuksteen en waterbouwasfaltbeton worden vooral toegepast vanwege de

hoge sterkte en duurzaamheid. Ze zijn bestand tegen relatieve grote golfbelastingen.Er zijn ook monolieten bekledingen uitgevoerd waarbij cement als bindmiddel is toegepast. Dit kan gaan om open colloïdaal betonnen plaatbekledingen, dichte colloïdaal betonnen plaatbekledingen en met colloïdaal beton gepenetreerde breuksteen- bekledingen.De verwachtingen van het materiaal waren hoog gespannen, maar de ervaringen met een aantal (proef)vakken (Vlissingen, Breskens) waarbij colloïdaal beton onder getij-omstandig- heden is toegepast, waren zeer teleurstellend. Onder invloed van getij en golven, maar ook door regen is veel van het bindmiddel uitgespoeld, het materiaal ontmengde. Voorts is een deel door de zon “verbrand”.Het lijkt erop dat de betoncentrale goed ingeregeld moet zijn om het juiste mengsel te kunnen leveren. Een kleine partij colloïdaal beton tussendoor samenstellen levert klaarblijkelijk een groot risico op onvoldoende kwaliteit. In Zeebrugge is wel een bekleding naar tevredenheid aangelegd. Van penetratie van breuksteen met colloïdaal beton zijn meerdere succesvolle projecten bekend.Kortom een succesvolle toepassing van dit type bekleding vraag om een goed stabiele mengselsamenstelling, een zorgvuldige uitvoering en een goede planning.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Specifieke aandachtspunten in het ontwerp en de aanleg van dijkbekledingen

In de praktijk blijkt dat het zinnig is om bij de overdracht naar de uitvoering speciale aandacht te besteden aan de volgende onderdelen van het ontwerp.

De granulaire laag

Bij de meeste ontwerpen van steenzettingen is het belangrijk dat de dikte van de granulaire laag zo klein mogelijk is (omdat het faalmechanisme toplaaginstabiliteit kritischer is dan het faalmechanisme afschuiving). In de uitvoering wordt soms gedacht dat juist een dikke granulaire laag constructief gunstig is.

Het geokunststof

Veel steenzettingen bevatten een geokunststof tussen de ondergrond van klei en de granulaire laag. Dit geokunststof kan een uitvoeringstechnische functie hebben, maar heeft in elk geval een filterfunctie en moet dus gronddicht zijn. Het is dus niet toegestaan om het geokunststof bijvoorbeeld vast te leggen door er piketpaaltjes doorheen te slaan.

De taludhelling

In de praktijk wordt vaak een tonrondte aangebracht: het talud krijgt dan een bolronde (convexe) vorm, waardoor de bekleding bovenin iets flauwer en onderin iets steiler is. In het ontwerp moet hiermee rekening worden gehouden, maar gecontroleerd moet worden of de uiteindelijk aangelegde taludhelling overeenkomt met de aannamen. De manier waarop de tonrondte wordt aangebracht verschilt per regio, zie het artikel Dimensioneren verwerking tonrondte.

Ingieten

Ingieten met asfalt is een bijzondere voorziening die vooral wordt toegepast om de negatieve invloed van overgangsconstructies te compenseren. Deze maatregel werkt alleen gunstig als het asfalt ook volledig doordringt in de granulaire laag en werkt zelfs ongunstig als alleen de toplaag waterdicht wordt. Het ingieten moet plaatsvinden voordat de toplaag wordt ingewassen en voordat de bekleding door golfwerking ingezand raakt. De penetratiemortel moet worden afgestemd op de te penetreren spleetbreedte.

Teenbestortingen

Onder teenbestortingen wordt in het algemeen een geokunststof toegepast om uitspoeling van het basismateriaal te voorkomen en de bestorting goed aan te kunnen brengen. Bij het aanbrengen van de breuksteen kan het onderliggende geokunststof worden beschadigd; het is belangrijk dat voorzieningen worden getroffen om dat te voorkomen: extra bescherming in de vorm van een rietmat, zorgvuldig aanbrengen van de breuksteen, en bij zwaardere breuksteensorteringen kan tussen toplaag en geokunststof een beschermingslaag van een lichtere sortering worden aangebracht.

Uitvoeringsperiode

Het is een algemeen erkende beheersregel dat bekledingen op het buitentalud alleen mogen worden opengebroken buiten het stormseizoen. De precieze duur van dit seizoen verschilt per regio.Het is ook belangrijk om bij de planning van de uitvoering rekening te houden met het broedseizoen van eventueel aanwezige (bijzondere) vogels. Overigens zal dit vaak een eis zijn in het kader van de milieueffectrapportage. Daarnaast is het wenselijk om bij een recreatieve functie van het projectgebied rekening te houden met het toeristenseizoen.

Archeologie en cultuurhistorie

In het contract dient de mogelijke inpassing van aanwezige archeologische en cultuurhistorische elementen nader omschreven te worden en hoe dit uit te voeren. Daarnaast dient te worden bekeken welke bijzondere maatregelen eventueel nodig zijn om de elementen niet te beschadigen.

Transportroutes en depotlocaties

Tijdens de contractfase dient toestemming te worden gevraagd aan de (particuliere) eigenaren van het wegennet wanneer deze als transportroute moeten dienen. Bij de vaststelling van transportroutes dient rekening gehouden te worden met broedlocaties of hoogwatervluchtplaatsen van bepaalde vogelsoorten. Samen met de transportroutes dient in de contractfase gekeken te worden naar de depotruimte in de buurt van het werk. Mogelijk moeten hiervoor ook vergunningen worden aangevraagd.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Aandachtspunten bij de verschillende bekledingstypen

Hieronder wordt een opsomming gegeven van allerhande aandachtspunten voor de bekledingstypen.

Overlagingen

- Bij het aanleggen van vol en zat gepenetreerde breuksteen moet voorkomen worden dat de gietasfalt kort voor en tijdens het aanbrengen te veel afkoelt. Als de bekleding van een ruwe toplaag moet worden voorzien, dan moet direct na het ingieten van de breuksteen een sortering lavasteen 60-150 mm te worden uitgestrooid over het warme asfalt. Aan de bovenrand en aan de verticale randen dient een afdichting te worden aangebracht.
- Op de gedeelten waar de breuksteen met een strokenpatroon ingegoten wordt met gietasfalt, moet gezorgd worden dat de bekleding aan de onderzijde niet ondoorlatend wordt door het teveel uitvloeien van gietasfalt. Wel dienen alle elementen door het ingieten gefixeerd te worden.
- Alvorens een nieuwe laag waterbouwasfaltbeton wordt aangebracht op een bestaande laag afgekeurde waterbouwasfaltbeton dient een controle te worden uitgevoerd op mogelijke erosie van de ondergrond. Uitspoeling van zand en de aanwezige scheuren dienen te worden hersteld. De bestaande laag waterbouwasfaltbeton moet bovendien worden ontdaan van de slijtlaag.
- Voorafgaande aan het aanbrengen van de overlagingen van ingegoten breuksteen moeten de onderliggende lagen worden schoongemaakt. Er mogen geen algen en geen zand - en

slibresten aanwezig zijn. Er moet rekening gehouden worden met de invloed van de getijbeweging op de kwaliteit van het ingieten. Aanvoer van sediment heeft, indien voorafgaand aan het ingieten, een verminderde sterkte tot gevolg door de slechtere hechting van het ingegoten asfalt aan de breuksteen en de onderlaag. Het heeft de voorkeur de breuksteen aan te brengen en in te gieten tijdens hetzelfde laagwater. Wanneer dit niet mogelijk is, dient een pomp met spuitlans aanwezig te zijn zodat de breuksteen voorafgaand aan het ingieten schoon kan worden gespoten.

- Doordat door het aanbrengen van een extra laag bekleding de doorlaatbaarheid nooit groter kan worden dan de huidige situatie, is de kans op het verhogen van de grondwaterstand in de nieuwe situatie ter plaatse van het dijklichaam aanwezig. In de contractfase zal nader onderzocht moeten worden wat de aanwezige grondwaterstand in het achterliggende terrein gemiddeld is en welke grondwaterstanden in het dijklichaam kunnen optreden. Indien deze significant hoger zijn dan eerder verondersteld, dan moet bekeken worden of die oplossing volstaat, of dat middels verdere detaillering de doorlatendheid plaatselijk nog vergroot moet worden.
- Betonblokken en haringmanblokken die worden overlaagd, moeten worden gebroken, voordat de overlaging wordt aangebracht. Zo wordt voorkomen dat een eventuele holte onder de blokken die is ontstaan door de uitspoeling van klei, onopgemerkt blijft en niet wordt opgevuld.

Overgangsconstructies

- Indien bekledingstypen verschillen dient net als bij overige overgangen een afdichting te worden aangebracht. Bij het werken aan de overlagingen moet de kwaliteit van de te handhaven bekledingen worden gewaarborgd.
- Ter hoogte van de aansluiting van een nieuwe bekleding van betonzuilen op een bestaande, goedgetoetste bekleding van basaltzuilen, zal een deel van de goedgetoetste basaltzuilen moeten worden herzet. Alleen zuilen met een hoogte van minimaal 0,24 meter mogen worden herzet.
- Op de plaatsen waar de nollen/dammen aansluiten op de dijk, dienen de nieuwe bekledingen onder de nollen/dammen te worden doorgezet. Dat wil zeggen dat verborgen bekledingen van ingegoten breuksteen of betonzuilen moeten worden aangelegd. Een andere optie is om geen verborgen constructie aan te brengen maar de glooiing over circa 50 meter aan weerszijde op een dam door te trekken zodat schade aan de dam niet direct leidt tot schade aan de dijk.
- De palen achter de overgangsconstructie moeten van FSC-hout zijn dat voldoet aan Levensduurklasse 1.

Teenconstructies

- Het materiaal waaruit het teenschot moet worden vervaardigd, wordt niet meer voorgeschreven en ook aan de levensduur van het teenschot worden geen eisen meer gesteld. Om het toekomstig verzakken van de bekleding bij het vergaan van het teenschot zoveel mogelijk te beperken, mag het teenschot niet dikker zijn dan 2 centimeter. De palen achter het teenschot moeten nog steeds van FSC-hout zijn dat voldoet aan Levensduurklasse 1.
- De teenbestorting wordt aangebracht op het kraagstuk van de vooroeververdediging. De aanwezige bestorting dient voorafgaand aan het aanbrengen van de teenbestorting tijdelijk te worden opzij gezet.

Onderlagen

- In het gehele dijkvak dienen onder de basalt en open steenasfaltbekledingen de afmetingen van deze onderlagen met behulp van een aantal extra kleiboringen nauwkeuriger te worden

vastgesteld. Als deze onvoldoende dik zijn, moet een nieuwe onderlaag van fosforslakken, klei of mijnsteen worden aangebracht met een minimale dikte van 0,8 meter. Mijnsteen, fosforslakken en klei moeten gescheiden verwerkt worden. Vermenging is niet toegestaan.
- Vrijkomende mijnsteen dient binnen de grenzen van het werk opnieuw verwerkt te worden.
- De aan te brengen fosforslakken en klei dienen verdicht te worden.
- Tijdens de contractfase moeten aanvullende kleiboringen onder de glooiingsconstructie worden uitgevoerd.
- In het algemeen dient rekening gehouden te worden met de aanwezigheid van kabels en leidingen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Eisen en wensen bekledingen vanuit secundaire functies

Tabel 1 Overzicht secundaire functies

Secundaire functie	**Wat bekend moet zijn over de bekleding**	**Bijbehorende eisen/wensen voor bekleding**
Verkeer	Sterkte ten aanzien van verkeersbelasting	Bekleding dient bestand te zijn tegen de verwachte verkeerslast en begaanbaar te zijn voor verkeer
Ecologie	Vestigingswaarde beperking voor de ecologie	Bekleding dient geschikt te zijn voor de gewenste flora en fauna
Recreatie	Sterkte ten aanzien van belasting begaanbaarheid en vernielingen	Bekleding dient bestand te zijn tegen belasting van verwachte recreanten, dient begaanbaar te zijn voor de recreanten en bestand te zijn tegen vervuiling en vernielingen
Agrarisch medegebruik	Mogelijkheden voor beweiding en landbouw	Bekleding dient bestand te zijn tegen bestrijdingsmiddelen, belasting door landbouwvoertuigen en dieren
Wonen		De waterkering dient geschikt te zijn voor de functies die

wonen eventueel met zich meebrengt.

Hieronder is een overzicht gegeven van de niet-civieltechnische secundaire functies van de bekledingen van een waterkering. Vaak dient de waterkering een combinatie van primaire en één of meerdere secundaire functies te vervullen. In Tabel 1 is per secundaire functie aangegeven aan welke additionele eisen de waterkering dient te voldoen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Overgangen, aansluitconstructies en bochten in dijkbekledingen

Op een waterkering zal uit kostenoverweging veelal niet overal dezelfde bekleding worden toegepast. Op een talud zijn er verschillende zones te onderscheiden en in de langsrichting van de dijk zal de toegepaste bekleding variëren. De volgende overgangen zijn mogelijk (zie Figuur 1):

- horizontale/verticale overgang: overgang tussen verschillende bekledingstypen: bijvoorbeeld in de golfklapzone wordt een dikkere toplaag van betonzuilen toegepast dan in de golfoploopzone;
- aansluiting: een overgang naar een andere constructie. Bijvoorbeeld de aansluiting van een bekleding naar een duin of kunstwerk.

Daarnaast moet de bekleding het tracé van de waterkering volgen. Dit kan betekenen dat de bekleding in een bocht wordt toegepast zoals in Figuur 1.



1. verdeling van een waterkering in vakken en stroken
2. zetsteenbekleding in een bocht, Anna Jacoba-/Kramerspolder
3. asfaltpenetratie bij overgang tussen verschillende blokken

4. plaatsing van een teenconstructie

Door de afwijkende vorm van overgangen, aansluitingen en bochten kunnen grotere hydraulische belastingen optreden, onder andere door concentratie van belastingen en verhoogde turbulentie. Daarnaast kan de constructie zwakker zijn omdat de aanhechting met andere elementen minder is en belasting mogelijk meer grip heeft. Tevens kunnen de morfologische effecten groter zijn. Schade op waterkeringen begint hierdoor over het algemeen op één van deze plaatsen. Doorgaans wordt bij traditionele bekledingen een overgangsconstructie (zie Figuur 1: overgang van een hogere naar een kleinere zuil en overgang van het talud naar de teenconstructie) geplaatst om de sterkte op de overgang te waarborgen.

Overgangen, aansluitingen en bochten worden bij bepaalde bekledingen gezien als zwakke elementen in een bekleding. Voor een innovatieve bekleding dient bij voorkeur duidelijk te zijn of deze geschikt is voor bochten en wat de sterkte van de bekleding is bij overgangen en aansluitingen. Er dient bij voorkeur duidelijk te zijn welke overgang- en aansluitconstructies toegepast dienen te worden om de sterkte te waarborgen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Methoden om sterkte aan te tonen van een nieuw type bekleding

Methoden om sterkte aan te tonen

Er zijn verschillende sporen die leiden tot de gewenste aantoonbaarheid van sterkte. In deze paragraaf wordt ingegaan op de volgende mogelijkheden om de sterkte aan te tonen:

- vergelijking met bestaande systemen
- modelonderzoek;
- proefvakken aanleggen;
- langs theoretische weg een rekenmethode afleiden;
- numerieke modellen.

Vergelijking met bestaande systemen

Voor veel bestaande bekledingstypen zijn reeds ontwerp- en toetsregels ontwikkeld. Door de innovatieve bekleding in te delen in een van de categorieën kan gebruik gemaakt worden van bestaande modellen voor deze categorie. Ook kan getracht worden een analogie te maken met een specifiek materiaal. Bij een analogie gelden dezelfde faalmechanismen en daarom kunnen de voor het analoge systeem ontwikkelde formules en modellen worden toegepast. Een nieuw materiaal zal echter nooit 100% gelijk zijn aan een bestaand materiaal. Daarom zal altijd het volgende onderzocht moeten worden:

- in hoeverre valt het materiaal binnen de reikwijdte van de rekenregel/model;
- worden alle faalmechanismen bekeken;
- welke parameters verschillen met het reeds bestaande materiaal.

De parameters die verschillen met het bestaande materiaal moeten worden geïdentificeerd en gekwantificeerd. Dit kan wellicht door enkele simpele testen, maar voor een aantal parameters is (schaal-)modelonderzoek vereist.

(Schaal-)modelonderzoek en testen

Een schaalmodel is een kleine (of grote) kopie van het werkelijke object. De maatgevende verhoudingen blijven daarbij zoveel mogelijk hetzelfde. De werkelijke situatie (belasting en sterkte)

wordt daarbij zo goed mogelijk nagebootst. Schaalmodelonderzoek heeft de volgende doelen:

- inzicht in mogelijke (complexe) faalmechanismen;
- vaststellen van karakteristieke parameters waaruit de werkelijke sterkte van een materiaal blijkt;
- verificatie van theoretisch bepaalde parameters of formules.

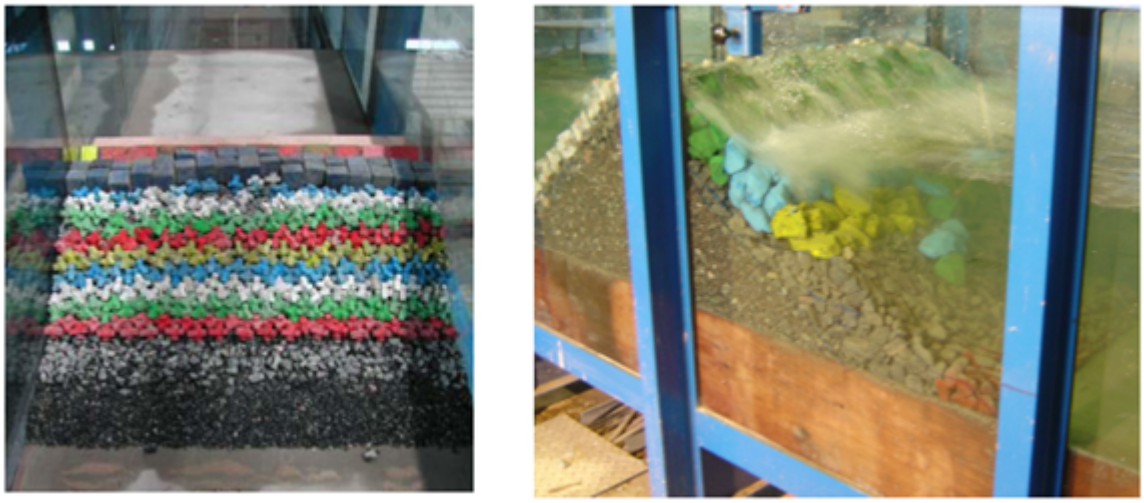
Er kan een model worden gemaakt van een gehele waterkering, maar het is ook mogelijk een model van één onderdeel van een bekleding of waterkering te maken. Bij een model van de gehele kering wordt gekeken naar meerdere faalmechanismen en bij een onderdeel wordt doorgaans een bepaalde parameter bepaald of wordt de sterkte ten aanzien van een specifiek faalmechanisme onderzocht. Bij dit laatste hoort ook een aantal standaardmateriaaltesten, bijvoorbeeld het bepalen van het gewicht en de doorlatendheid van een materiaal.

Bij schaalmodelonderzoek dienen de schaalregels voor de relevante mechanismen in acht te worden genomen.

Bij een schaalmodel kunnen andere fysische processen en faalmechanismen een rol spelen dan in de werkelijkheid. Daarom is inzicht in de fysische processen bij schaalmodelonderzoek belangrijk. Het moet duidelijk zijn welke faalmechanismen worden onderzocht en welke parameters worden bepaald. Onverwachte faalmechanismen kunnen bijvoorbeeld ontstaan door randverschijnselen van het model. Omgekeerd kunnen ook in de werkelijkheid andere fysische processen een rol gaan spelen die in het schaalmodel niet Het is daarom belangrijk om voorzichtig om te gaan met extrapolatie onderzoeksresultaten. Met name bij het extrapoleren naar beduidend golfhoogtes/stroomsnelheden. Deze problematiek kan ertoe leiden slechts geaccepteerd wordt tot een bepaalde golfhoogte of stroomsnelheid tevens het toepassingsgebied van het bekledingssysteem.

De sterkte van het model kan worden bepaald door de belasting langzaam op te voeren totdat het model faalt. Door meerdere van deze testen (verschillende dimensies van het materiaal, verschillende belastingen) uit te voeren kan een rekenregel worden ontwikkeld.

In een schaalmodel zijn er altijd randverschijnselen en bovendien kunnen nevenprocessen een grotere of een kleinere rol gaan spelen. Hierdoor zal het schaalmodel in het algemeen een kleine dan wel grote over- of onderschatting geven. Het dient duidelijk te zijn hoe groot deze misschatting is. Een misschatting kan vervolgens worden verwaarloosd of worden verdisconteerd. Voor sommige materialen is schalen echter in het geheel niet mogelijk: gelijmde materialen zijn bijvoorbeeld moeilijk te schalen; de lijm houdt doorgaans haar sterkte bij schaling en het model is dan relatief veel sterker. Ook grasbekleding kan bijvoorbeeld niet geschaald worden. Voor deze materialen kunnen dan wel testen gedaan worden, maar die moeten dan worden uitgevoerd op (ongeveer) ware grootte. Dit geldt ook voor materialen waarvoor conflicterende schaalregels gelden die leiden tot schaaleffecten. Dit is bijvoorbeeld het geval bij steenzettingen.



Figuur 1: Schaalmodelonderzoek: betonnen elementen (links) en breuksteen (rechts)

Een voorbeeld van schaalmodelonderzoek is te zien in Figuur 1. In het modelonderzoek op de foto's wordt de stabiliteit van een bekleding bepaald in een tweedimensionale golfgoot. Door de golfhoogte stapsgewijs op te voeren, wordt bepaald bij welke golfbelasting de constructie bezwijkt. Op basis van de resultaten van verschillende proeven (verschil in onderlaag, plaatsingsdichtheid, helling, et cetera) kan een formule worden ontwikkeld.

Proefvakken aanleggen

Het testen of bewijzen van sterkte van een nieuwe bekleding kan gedaan worden met behulp van een proefvak. Een relatief klein gedeelte van een waterkering wordt bekleed met een prototype van de bekleding. Dit proefvak wordt dan belast door de belastingen die optreden in dit proefvak. Wanneer de bekleding niet faalt, is vastgesteld dat de bekleding ten minste deze belastingen aan kan. In het algemeen zal de in een proefvak geteste bekleding uiteindelijk onder vergelijkbare belastingen/omstandigheden worden toegepast en niet worden verschaald zoals bij schaalmodelonderzoek wel het geval is. Het proefvak wordt met name gebruikt voor het verkrijgen van ervaring met aanleg, onderhoud, duurzaamheid en maatschappelijke acceptatie. Proefvakken kennen een aantal voor- en nadelen.

- voordelen:
    - real life: geen schalingsproblemen;
    - bewezen sterkte: de bekleding is in ieder geval zo sterk als de zwaarst voorgekomen belasting in het proefvak;
    - ervaring opbouwen met aanleg en duurzaamheid.
- nadelen:
    - het proefvak loopt een risico: de sterkte van de bekleding is immers niet bewezen en faalt mogelijk eerder dan verwacht;
    - de belasting die optreedt is niet te reguleren, daardoor zal de belasting relatief klein zijn (geen 1/10.000 jaar stormconditie). Falen van de bekleding wordt waarschijnlijk niet bereikt. Hierdoor wordt niet duidelijk hoe sterk een bekleding precies is. Dit resulteert in een grotere veiligheidsmarge bij het ontwerp;
    - het is moeilijk om de exacte belasting op een proefvak te achterhalen;
    - in een proefvak wordt meestal slechts één configuratie aangelegd. Het effect van helling, dichtheid of andere parameters wordt dan niet duidelijk;

- weinig inzicht in faalmechanismen, vaak is de enige informatie dat een bepaalde bekleding stabiel is tot een bepaalde belasting (de hoogst voorgekomen belasting in de proefperiode).

Aangelegde proefvakken kunnen eventueel zwaarder worden belast dan de frequent voorkomende belastingen, door gebruik te maken van de golfoverslag-simulator of de golfklap-simulator. Deze apparaten simuleren slechts een deel van de complexe golfbelasting op de bekleding. Daarom moet bij een dergelijke keuze van beproeven sprake zijn van voldoende inzicht in de maatgevende bezwijkmechanismen.

Langs theoretische weg een rekenmethode afleiden

Als duidelijk is welke krachten een rol spelen en hoe de sterkte van een bekleding tot stand komt, is het mogelijk om via een theoretische weg een rekenmethode af te leiden. Omdat belastingen en ook de sterkte van een bekleding veelal complex zijn, is er vrijwel altijd experimentele aanvulling en bevestiging met behulp van modelonderzoek vereist. Voor veel bestaande bekledingen is een theoretische model opgezet waarna een aantal kritieke parameters zijn bepaald met modelonderzoek. Dit tezamen vormt dan de rekenregels voor de bekleding. Ter voorbeeld wordt hier het theoretische model op basis van een krachtenevenwicht van een enkele steen in stroming gegeven.

In Figuur 2 is de stroming rondom een steen te zien. Uit de stromingsleer is bekend hoe groot de krachten zijn die deze stroming geeft afhankelijk van de vorm, grootte van het object en de stroomsnelheid. Deze stroming geeft een opwaartse kracht (lift force), een sleepkracht en een schuifkracht (zie Figuur 2). Deze hydraulische krachten op een steen kunnen met behulp van de hydrodynamica worden afgeleid en zijn evenredig aan het aanstroomoppervlak van de steen (d^2), snelheid in het kwadraat (u^2) en het soortelijke gewicht van water. Dit is wiskundig als volgt weer te geven:

$F = C * P_w * u^2 * d^2$

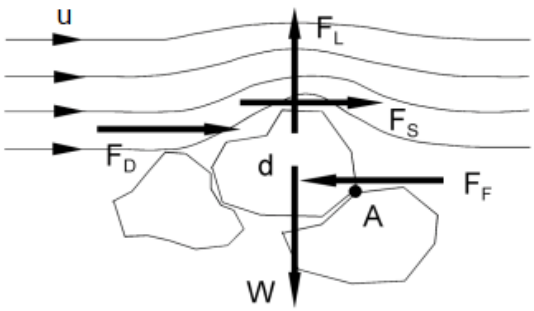
C is een constante die onder andere afhangt van vorm en stroomsnelheid. De hydraulische krachten vormen samen de resulterende aandrijvende kracht op de steen. De krachten die de steen op zijn plaats houden, zijn de zwaartekracht (W) en de reactiekracht van de omliggende stenen (FF). De steen verplaatst wanneer de hydraulische krachten of momenten op de korrel groter zijn dan de stabiliserende krachten of de momenten. Dit betekent dat de korrel wegschuift of een roterende beweging om het draaipunt A maakt. Uit het krachtenevenwicht (de steen is stabiel) is de volgende evenwichtsrelatie op te stellen:

$F = C * P_w * u^2 * d^2$ (resulterende aandrijvende kracht) = $(p_s - p_w) * g * d^3$ (tegenwerkende kracht)

Hieruit kan de volgende relatie worden afgeleid: $u^2 = K * ((p_s - p_w)/ p_w) * d$

Waarin K (=g/C) de evenredigheidsconstante is. In feite is dit een theoretische relatie. In het verleden zijn er verschillende pogingen gedaan om op analytische wijze uit het krachtenevenwicht de evenredigheidsconstante K te bepalen. Dit leidde echter altijd tot een overschatting van de kritische snelheid (snelheid waarbij de steen gaat bewegen).

Omdat het stromingspatroon complex is (turbulentie en stroomsnelheid om de steen), de steentjes nooit dezelfde vorm hebben, en ook het aanstroomoppervlak nooit hetzelfde is, is er vrijwel altijd modelonderzoek vereist om de parameter K te bepalen.



u - stroomsnelheid [m/s]
F_L - opwaartse kracht [N]
F_S - schuifkracht [N]
F_D - sleepkracht [N]
W - gewicht [N]
F_F - reactiekracht omliggende stenen [N]
A – kantelpunt van steen d [-]

Figuur 2: Stroming en krachten voor een steen

Numerieke modellen

Het is mogelijk om de fysische processen uit de werkelijkheid te beschrijven met een mathematisch model. Een stap verder is het oplossen van de mathematische vergelijkingen met behulp van een numeriek computermodel. In een numerieke simulatie wordt de werkelijkheid nagebootst door een object op te delen in kleine stukjes. Voor elk stukje rekent de computer dan voor iedere tijdstap opnieuw de fysische grootheden uit. Op deze manier kunnen bijvoorbeeld de krachten op een bekleding ten gevolge van golfbelasting en de reactie van de bekleding op deze krachten bepaald worden.

Het model moet alle van belang zijnde veelal complexe fysische processen meenemen om de werkelijkheid op de juiste manier te kunnen beschrijven. Het model is altijd een schematisering (en een versimpeling) van de werkelijkheid. Het aantal fysische processen dat een rol speelt is doorgaans groot en de processen veelal complex. Daarom is ook bij deze methode experimentele aanvulling en verificatie vrijwel altijd vereist. Met experimenten kan het model tevens gekalibreerd en gevalideerd worden. Wanneer een model eenmaal gekalibreerd is kunnen eenvoudig meerdere configuraties (taludhelling, golfhoogten) worden doorgerekend.

Een voorbeeld van een numeriek model is ComFLOW. ComFLOW is gebaseerd op de Navier Stokes vergelijkingen die de golfbewegingen beschrijven als een onsamendrukbare viskeuze vloeistof. ComFLOW kan bijvoorbeeld gebruikt worden voor het bepalen van de druk en schuifspanningen op een bekleding door golfbelasting.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Constructiegerelateerde belastingen op bekledingen

De bekleding moet bescherming bieden tegen constructiegerelateerde belastingen.

De volgende constructie gerelateerde belastingen zijn te onderscheiden:

1. belastingen ten gevolge van horizontale en verticale vervormingen. Door bijvoorbeeld lokale zetting van de ondergrond (bij of direct na aanleg of door bijvoorbeeld onttrekkingen uit de ondergrond) en klink van het ophoogmateriaal kunnen vervormingen optreden die leiden tot een belasting op de bekleding;
2. het eigen gewicht van het dijklichaam (en daarmee ook het eigen gewicht van de bekleding).

Ad 1.

De bekleding dient voldoende flexibel en buigzaam te zijn. Het gaat hier om het vermogen van een bekleding om lokale vervormingen van de ondergrond te kunnen volgen waarbij de (sterkte-)eigenschappen van het materiaal intact blijven. Gras is bijvoorbeeld een materiaal dat gemakkelijk

vervormingen kan volgen. De breukrek van een materiaal als beton is klein waardoor er bij vervormingen snel scheuren ontstaan.

Ad 2.

Het eigen gewicht van de bekleding zou bij kunnen dragen aan het aandrijvend moment in de analyse van het mechanisme afschuiven.

Versie 1.0: 2 juli 2025

7.3 Steenzettingen

Verzamelen van gegevens over steenzettingen

Hieronder wordt aandacht besteed aan het soort gegevens dat ter plaatse van een meetpunt kan worden verzameld. Het gaat dus om de diepgang van de gegevens. De ruimtelijke verdeling van de gegevens houdt direct verband met de vakindeling; dit wordt afzonderlijk behandeld.

Voor het uitvoeren van beoordelingen zijn meestal al metingen van constructieparameters in het veld nodig. Een geavanceerde analyse vraagt nog meer gegevens, bijvoorbeeld resultaten van proeven die in het laboratorium of op de dijk worden uitgevoerd. Er worden vijf praktische fases van gegevensverzameling onderscheiden:

1. Inventarisatie van beschikbare archief- en beheerdersgegevens en gebruik van standaardwaarden
2. Niet-destructieve inspectie op de dijk
3. Openbreken van de bekleding
4. Laboratoriumonderzoek
5. Gegevens voor geavanceerde toetsing.

Het overschakelen naar een nauwkeuriger fase van gegevensverzameling wordt aangeduid als ‘verdieping’. In de praktijk wordt overigens vaak gewerkt met gegevensinwinformulieren.

1. Het kenmerk van de eerste fase is dat de gegevens kunnen worden verzameld zonder veldwerk. Het is mogelijk dat op deze wijze alle benodigde gegevens kunnen worden verzameld, als de beschikbare gegevens een goed beeld geven van de actuele toestand. Als meetresultaten beschikbaar zijn, moeten ze recent zijn en de meetdichtheid moet voldoende zijn. Voor revisiegegevens gelden dezelfde voorwaarden. Contractgegevens kunnen in sommige gevallen dienen als een conservatieve benadering van de werkelijke waarden, maar dan moet aangetoond zijn dat het werk conform de contracteisen is uitgevoerd. Voor veel parameters zijn veilige standaardwaarden beschikbaar, die in eerste instantie kunnen worden gebruikt voor de toetsing. Overigens moet voorzichtig worden omgegaan met de gegevens uit fase 1; aanbevolen wordt om in ieder geval een steekproefsgewijze controle uit te voeren in het veld (fase 2 of nauwkeuriger).
2. Normaal gesproken wordt niet-destructieve veldinspectie voor elk toetsingsproject uitgevoerd in aanvulling op gegevensverzameling van fase 1. Niet-destructieve inspectie op de dijk levert in de praktijk alleen gegevens op ten behoeve van de eenvoudige toetsing. Er worden in de eerste plaats gegevens over de toplaag verzameld en verder wordt een beeld verkregen van de onderhoudstoestand en de kwaliteit van het zetwerk. Verder dient deze inspectie ter verificatie van de archiefgegevens over vakgrenzen en bekledingstypen. Bij open bekledingen kan de toplaagdikte soms worden gemeten in de open ruimte (bijvoorbeeld met een rolmaat, een staafje of een laselektrode). Als om die reden toch een bezoek wordt gebracht aan de dijk, ligt het voor de hand om direct ook andere gegevens te verzamelen die vanaf de oppervlakte zichtbaar zijn: kwalitatieve gegevens over inwassing, dichtslibbing, inklemming en penetratie.

Het inmeten van taludhellingen en vakgrenzen valt hier ook onder. Onder niet-destructieve inspectie vallen ook deflectiemetingen en grondradarmetingen. Als er sprake is van een met gietasfalt ingegoten steenzetting dan is het gebruikelijk om Valgewicht-deflectiemetingen (VGD-metingen) uit te voeren.

3. Een belangrijk omslagpunt in de afweging is het openbreken van de bekleding. Als de toplaagdikte (nodig voor eenvoudige toetsing) alleen kan worden bepaald door het openbreken van de bekleding, ligt het voor de hand om direct ook andere gegevens te verzamelen die pas bij gedetailleerde toetsing of later nodig zijn: dikte en opbouw van de granulaire laag, doorlatendheid, eigenschappen van een eventueel geokunststof, laagdikte en aard van het basismateriaal. Het kan dus nuttig zijn om alvast gegevens te verzamelen ten behoeve van het laboratoriumonderzoek van fase 4.
4. Een volgend omslagpunt is laboratoriumonderzoek, inclusief het verzamelen van monsters. Dit kan nodig zijn ter verificatie van standaardwaarden, van bijvoorbeeld dichtheid van toplaagelementen en eigenschappen van granulair materiaal. In het algemeen wordt dit niveau van gegevensverzameling gebruikt voor gedetailleerde of geavanceerde toetsing. Specifiek is laboratoriumonderzoek nodig ter bepaling van de eigenschappen van klei, nodig bij een eventuele toetsing op erosie van de onderlagen (reststerkte).
5. De gegevensbehoefte voor geavanceerde toetsing is zeer lokaal en specifiek: deze gegevens worden in principe pas verzameld als geavanceerde toetsing nodig is. Vaak worden hiervoor proeven op de dijk uitgevoerd (trekproeven, doorlatendheidsmetingen, metingen van de waterspanningen in de granulaire laag gedurende een getij of een storm). Daarnaast worden de constructieparameters in meer detail en lokaal bepaald, waarbij gebruikgemaakt wordt van de methodes van fase 2, 3 en 4.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Toegankelijkheid buitentalud bij steenzettingen voor beheer en onderhoud

De bereikbaarheid van de steenzetting kan worden gewaarborgd door hier en daar een dijkovergang over de kruin van de dijk te maken. Hierdoor kan de beheerder met een onderhoudsvoertuig op het buitentalud komen. Is het buitentalud zo kort dat het hele talud kan worden bereikt met een hydraulische kraan terwijl de kraan op de kruin staat, dan is dit niet noodzakelijk. Uiteraard moet de kruin dan bereikbaar en voldoende breed zijn voor onderhoudsvoertuigen.

Daarnaast is de begaanbaarheid van belang, enerzijds voor een visuele inspectie (lopend) en anderzijds voor onderhoudsvoertuigen. Voor de gangbare steenzettingen geldt dat het oppervlak hiervoor voldoende vlak is. Soms wordt de steenzetting echter zo aangelegd dat er extra ruwheid ontstaat voor het beperken van golfoploop of worden stenen gebruikt met uitsteeksels, waardoor de begaanbaarheid sterk wordt beperkt. Er dient dan een plan te worden uitgewerkt en eventueel maatregelen te worden genomen om de mogelijkheid van onderhoud en inspectie te waarborgen.

Al tijdens de aanleg van een steenzetting is bereikbaarheid een belangrijk punt. De afstand van de kruin tot de teen en de breedte van de kruin kan ervoor zorgen dat het nodig is om halverwege het talud een berm aan te leggen tijdens de uitvoering. Steenzettingen moeten namelijk kunnen worden aangelegd met een hydraulische kraan die in staat moet zijn het hele werk te beslaan. Het kan voordelen hebben om een dergelijke berm ook na de aanleg te behouden. Hierdoor kunnen onderhoud en reparaties eenvoudig met alle soorten materieel worden uitgevoerd, maar alleen als het niveau van deze berm ongeveer op toetspeil/ontwerppeil ligt. Als de berm ruim onder het toetspeil ligt heeft het een negatieve invloed op de stabiliteit van de steenzetting en slechts een kleine invloed op de golfoploop/overslag.

7.4 Asfaltbekleding

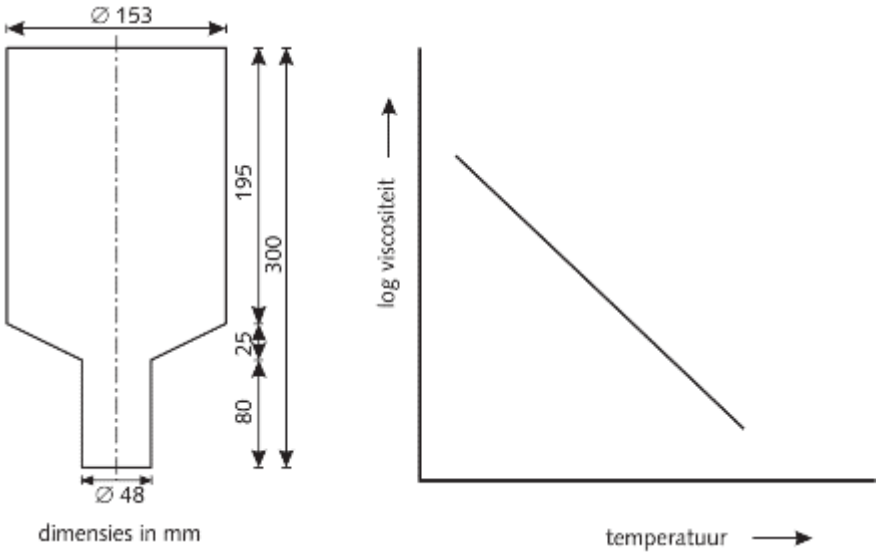
Testen om de verwerkbaarheid vast te stellen van asfalt

Asfaltmastiek en gietasfalt zijn mengsels die bij verwerking vloeibaar zijn. De mate van vloeibaarheid (viscositeit) bepaalt het gedrag van deze mengsels bij verwerken. Voor het meten van de viscositeit van asfaltmastiek is de uitloopviscosimeter van Kerkhoven ontwikkeld [Kerkhoven, 1965]. Hiermee wordt de tijd gemeten waarin een bepaald volume asfalt uit het vat (Figuur 1) stroomt. Dit is een maat voor de viscositeit.

Omdat dit vat zich niet leent om gietasfalt (met grind) te meten is een hellingproef ontwikkeld. In deze proef vloeit een bepaald volume gietasfalt onder gestandaardiseerde omstandigheden over een helling (Figuur 2). De tijd die nodig is voor een bepaalde vloeiafstand is een maat voor de viscositeit. De hellingproef wordt ook gebruikt voor asfaltmastiek.

In de Standaard 2010 is de hellingproef opgenomen voor asfaltmastiek en gietasfalt. Niet alleen om de verwerkbaarheid vast te stellen, maar ook om de mengsels bij het vooronderzoek te ontwerpen.

Bovengenoemde proeven moeten vooral worden gezien als indicatieve testmethoden waarmee slecht verwerkbare mengsels worden voorkomen.



Figuur 1 Uitloopviscosemeter.



Figuur 2 Hellingproef voor het bepalen van de viscositeit.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Schadebeelden bij asfaltbekledingen

De volgende vormen van schade worden onderscheiden:

- scheuren
- naden
- gaten
- aangetast oppervlak
- opbollingen
- verzakkingen
- begroeiing
- hechtingsproblemen.

Aangezien de belangrijkste functie van asfaltbekledingen het beschermen van de ondergrond tegen erosie is, zijn schades die deze primaire functie aantasten van belang.

Scheuren geven aan dat lokaal de sterkte is overschreden, waarbij de samenhang van het materiaal is verbroken. Als het aantal scheuren te groot wordt, zou dit de stabiliteit van de constructie in gevaar kunnen brengen. Maar vaak is belangrijker dat scheuren de zanddichtheid van de bekleding kunnen aantasten. Daarom verdienen scheuren veel aandacht. De zanddichtheid is niet meer gegarandeerd als scheuren over de volledige dikte van de asfaltlaag doorgaan en open staan.

De meeste scheuren die op de dijk worden aangetroffen betreffen grillig verlopende scheuren ten gevolge van temperatuurspanningen. Ook vervormingen van de ondergrond kunnen tot zeer ernstige scheuren leiden. Daarbij zullen delen van het talud zich loodrecht op het oppervlak hebben verplaatst. Ook bijzondere belastingen kunnen tot (lokale) scheuren leiden.

Recent onderzoek heeft aangetoond dat openstaande scheuren in de golfaanvalszone al snel tot materiaaltransport vanonder de bekleding leidt wat tot falen van de bekleding leidt. Dat maakt dat

van scheuren die aan het bekledingsoppervlak worden waargenomen moet worden vastgesteld of zij over de volle bekledingsdikte doorlopen. Omdat stormbelasting in het algemeen optreedt in het winterseizoen, kunnen scheuren op het maatgevende moment door afkoeling verder zijn doorgescheurd en/of verder open staan dan op het moment van inspectie. Als de asfaltbekleding niet op een erosieremmende onderlaag ligt (geotextiel, laag zandasfalt, kleilaag) dan is direct repareren de beste oplossing in geval van twijfel over waargenomen diepe scheuren.



Figuur 1 Links: temperatuurscheuren waarbij zand van onder de bekleding is gekomen als gevolg van activiteit van mieren. Rechts: walscheuren.

Scheuren die duidelijk minder bedreigend zijn, zijn walscheuren. Dit zijn scheuren die op korte afstand min of meer parallel aan elkaar lopen. Deze scheuren, ontstaan bij aanleg in het al afgekoelde oppervlak, terwijl de kern van de bekleding nog viskeus is. Deze scheuren zijn slechts oppervlakkig en reduceren daardoor de effectieve toplaagdikte slechts in beperkte mate. Zij vormen geen bedreiging voor de zanddichtheid. Toch verdienen zij wel enige aandacht omdat een minder dicht oppervlak makkelijker leidt tot veroudering en aantasting.

Naden die bij aanleg van de bekleding onvermijdelijk moeten worden aangebracht, zijn plaatsen waar de kwaliteit, onder andere de sterkte, vaak net even wat minder is dan midden in een asfaltplaat. De constructie is bij een naad dus schadegevoeliger.

Temperatuureffecten kunnen daarom nog weleens tot openstaande naden of daglassen leiden. Indien de naad onderdeel is van een liplas (zie Figuur 3) hoeft een openstaande naad nog niet te betekenen dat de zanddichtheid in gevaar is, maar het risico dat de lip ter plaatse van de wijkende naad ook afscheurt, is uiteraard aanzienlijk in vergelijking met de toelaatbare faalkans van de bekleding. Als ter plaatse van de naad geen erosieremmende onderlaag aanwezig is, is spoedig repareren noodzakelijk om de veiligheid van de bekleding tijdens het stormseizoen te waarborgen.



Figuur 2 Links: openstaande naad die al eerder was gevuld. Rechts: liplas met links in beeld een gevulde naad met een enkele plant en even rechts daarvan een strook vergeelde begroeiing in de scheur van de afgebroken lip (= situatie van Figuur 3 rechtsonder).



Figuur 3 Een aantal denkbare varianten van openstaande naden in geval van een liplas.



Figuur 4: Links: lokaal vervangen bekleding na schade door uitspoelen van zand bij een slecht uitgevoerde aansluiting op de betonnen constructie links. Rechts: gat na het instorten van de toplaag na ondermijning als gevolg van het bezwijken van de aangrenzende steenzetting.

Gaten worden over het algemeen veroorzaakt door ondermijning van de bekleding in geval van uitspoeling of door bijzondere belastingen. Scheuren, naden of spleten bij aansluitingen op harde objecten of een bezweken aangrenzende bekleding kunnen leiden tot ondermijning en vervolgens tot het instorten van de asfaltlaag, resulterend in extreem grote gaten. Gaten kunnen ook het gevolg zijn van langdurige begroeiing of niet goed afgedichte boorgaten. De zanddichtheid is bij een gat uiteraard niet meer gegarandeerd.

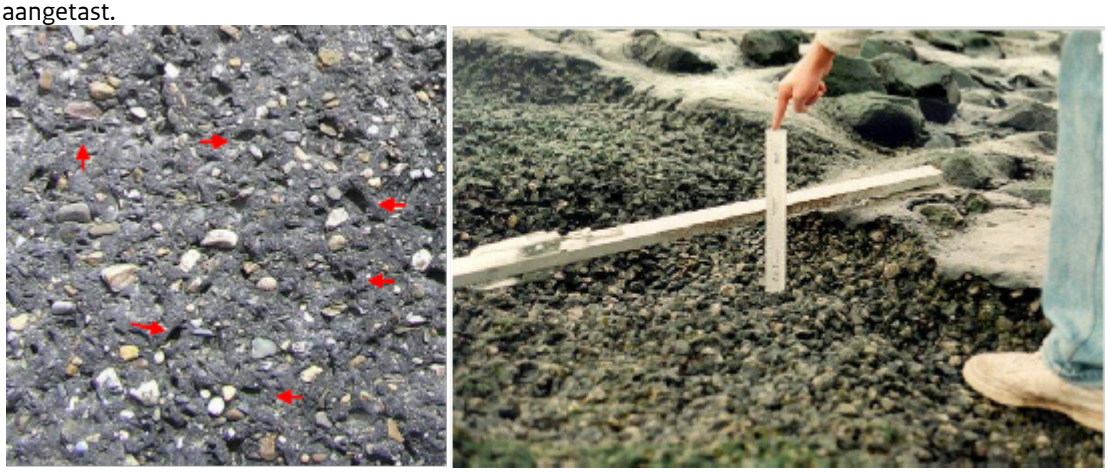
Aangetast oppervlak is normaliter het gevolg van dagelijkse omstandigheden. Degradatie van het materiaal als gevolg van stripping is meestal de oorzaak. De steenfractie komt steen voor steen los uit het oppervlak door het teruglopen van hechting met de mastiek.



Figuur 5 Aangetast oppervlak: stenen uit het oppervlak verdwenen.

Figuur 6 links toont een voorbeeld van aangetast oppervlak van grindasfaltbeton waar enerzijds kale grindkorrels en anderzijds komvormige kuiltjes (bij rode pijltjes) zichtbaar zijn waaruit grindkorrels

losgekomen zijn. Een duidelijk voorbeeld waarbij de hechting tussen aggregaat en mastiek is aangetast.

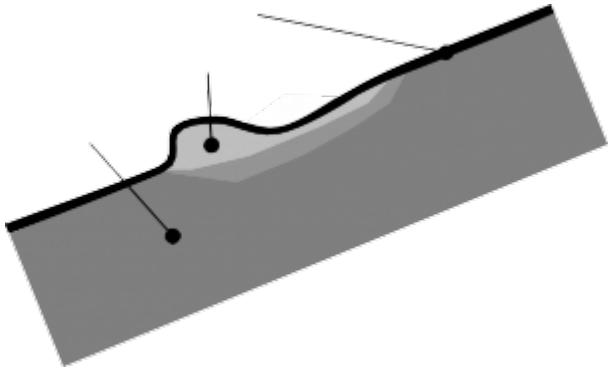


Figuur 6 Aangetast oppervlak. Links: grindasfalt aangetast door stripping, bij de pijltjes afdrukken van grindbiggels die zijn losgekomen. Rechts: open steenasfalt aangetast door erosie (mechanische belasting).

Erosie kan bij asfaltmengsels met minder samenhang zoals open steenasfalt of zandasfalt ook leiden tot substantiële aantasting van het oppervlak. Als deze materialen als bekleding worden toegepast in een zone waar langdurig losse stenen over de bekleding heen en weer bewegen als gevolg van golfaanval, zal dit zelfs tot volledig doorslijten van de toplaag leiden.

Opbollingen zijn als ze heel lokaal zijn een uitingsvorm van stripping van het bekledingsmateriaal. De aangetaste bekleding is dan afgedekt met vaak meerdere oppervlakbehandelingen. Het zichtbare oppervlak is dus niet aangetast, maar het proces van stripping voltrekt zich onder de oppervlakbehandeling. De opbolling komt in eerste instantie door zwel van het mengsel. Dit treedt op als onder invloed van vocht de hechting tussen steenfractie en bitumen verloren gaat. In principe is een oppervlakbehandeling bedoeld om de asfaltlaag tegen weersinvloeden te beschermen, waaronder vocht. Maar als vocht is opgesloten onder de oppervlakbehandeling werkt een oppervlakbehandeling wellicht zelfs averechts.

Bij volledig verlies van samenhang van het materiaal kan het loskorrelige materiaal zich onder de oppervlakbehandeling langs het talud naar beneden verplaatsen. De opbollingen worden dan heel prominent en gaan gepaard met een lichte verzakking van het oppervlak net boven de opbolling (zie Figuur 7). De afmetingen van een opbolling ten gevolge van stripping zijn veelal 10 tot 50 centimeter in diameter, maar soms nog groter.



Figuur 7 Schematische doorsnede van een asfaltbekleding ter plaatse van een opbolling.

Om de ernst van de aantasting onder de oppervlakbehandeling vast te stellen, kan met een stootijzer

worden nagegaan tot op welke diepte het bekledingsmateriaal zijn samenhang heeft verloren. Soms worden ook strookvormige opbollingen waargenomen. Verondersteld wordt dat het hier ook om stripping onder de oppervlakbehandeling gaat, maar dan voor een in horizontale stroken aangelegde bekleding. De stripping is geassocieerd aan de naden tussen de stroken.

Als een opbolling en erboven aangrenzend een verzakking wordt geconstateerd met een afmeting tegen het talud groter dan 1 meter, dan ligt de oorzaak veelal veel dieper: instabiliteit van de laag onder de bekleding. Normaliter speelt een (te) hoge grondwaterstand bij deze instabiliteit een rol. Dit zijn zeer ernstige fenomenen die vaak gepaard gaan met aanzienlijke scheuren in de bekleding. Zie onderstaande afbeeldingen.



Figuur 8 Links: enkele zeer prominente opbollingen; rechts: open gebroken opbolling toont lokaal volledig uiteengevallen grindasfalt.



Figuur 9 Enkele strookvormige opbollingen.



Figuur 10 Voorbeelden van instabiliteit van ondergrond.

Verzakking is als bijproduct van opbollingen al aan de orde geweest. Naast verzakkingen als gevolg van stripping en instabiliteit van de ondergrond worden er nog twee vormen van verzakkingen

onderscheiden. Verzakkingen komen ook voort uit het samendrukken, verdichten van de diepere ondergrond. En ook als er sprake is van uitspoelen van de ondergrond direct onder de bekleding, kan dit tot verzakking van de bekleding leiden.
Zettingen van de ondergrond zijn normaliter zodanig geleidelijk dat zij in een dijkstrekking niet tot scheuren in de bekleding leiden. Anders is dit bij de aansluiting van een dijk op een kunstwerk. Daar treden over korte afstand de verschilzettingen op.

Ondermijning van de bekleding door uitspoelen van de ondergrond is uiteraard zeer kwalijk, omdat dat op de lange duur onvermijdelijk tot instorten van de toplaag leidt en dus resulteert in een zeer groot gat in de bekleding.



Figuur 11 Links: zakking als gevolg van zettingen van de ondergrond. Rechts: zakking als gevolg van uitspoeling, in dit geval via de onderste overgangsconstructie. Let ook op de verzakte blokken onder in beeld.

Begroeiing van asfalt kent vele vormen. Er wordt onderscheid gemaakt tussen begroeiing door planten en door (zee-)dieren. Planten en bomen kunnen op, in en door de bekleding groeien. Bij begroeiing op de bekleding is er sprake van begroeiing waarvan de wortels op zijn hoogst aan het oppervlak van de bekleding hechten, maar niet wezenlijk tot in de bekleding doordringen. Op zijn hoogst wordt een oppervlakbehandeling iets beschadigd, maar van structurele schade is geen sprake.



Figuur 12 Begroeiing op asfalt. Links: overgroeiing met mos. Rechts: kluit met begroeiing die los op bekleding ligt.

Begroeiing in de bekleding is kwalijker. Dan is er sprake van wortels die in het veelal gestripte asfalt doordringen. Een dergelijke begroeiing is een indicatie dat de bekleding op zijn minst oppervlakkig is aangetast. De planten blijven meestal klein door gebrek aan vocht.



Figuur 13 Links: begroeiing in de bekleding (riet en spurrie). Rechts: begroeiing (duindoorn, struik) door de bekleding.

Met begroeiing door het asfalt wordt bedoeld dat de wortels of wortelstokken van de begroeiing zich onder de bekleding bevinden, de stam of stengels door de asfaltlaag gaan en de groene delen boven het asfalt uitgroeien. Begroeiing door het asfalt betekent dat het asfalt is doorboord door een stengel of stam, die bij afsterven en verrotting een gat achterlaat. De zanddichtheid is dan op langere termijn niet meer gegarandeerd.

Houtvormende gewassen verdienen bijzondere aandacht, omdat hout (stam en/of wortels) een sterke breedtegroei kent die asfaltbekledingen uiteen kan drukken.

Riet is ook een vorm van begroeiing die extra aandacht verdient, omdat riet wortelstokken vormt en groeipunten bezit die in grote oppervlakten bekleding kunnen doorgroeien en deze uiteen kunnen drukken.

Een andere vorm van begroeiing die vooral bij open steenasfalt, maar soms ook bij waterbouw asfaltbeton tot schade kan leiden, is begroeiing met de zogenaamde paardenstaarten. Dit is een familie van sporenplanten die ook wortelstokken vormt en waarvan de wortelzuren het materiaal aantasten.



Figuur 14 Doorgroeiing met riet.



Figuur 15 Paardenstaart: links een vruchtbare stengel met sporenaar; rechts jonge vegetatieve scheuten.

Overgangsconstructies en openstaande naden vormen veelal een eerste vestigingsplaats voor planten. Op die plaatsen is vocht, een eerste vereiste voor plantengroei, het meest constant aanwezig.

Begroeiing door (zee-)dieren, zoals zeepokken en mosselen, is normaliter alleen oppervlakkig en zal weinig structurele schade aanbrengen. Alleen het wat zwakkere open steenasfalt kan door deze begroeiing op de lange duur uit elkaar worden gedrukt.



Figuur 16 Aantasting door zeepokken.

Hechtingsproblemen kunnen optreden op de plek waar nieuw werk met een las aansluit op oud werk. Bij een daglas is het ‘oude werk’ eigenlijk ook nog nieuw. Er is ook sprake van een las bij een inkassing voor een overlaging of bij een reparatieplek in de vorm van een inlay ter plaatse van een lokaal weggefreesde aangetaste toplaag. Zoals al is aangegeven, kunnen naden relatief gemakkelijk leiden tot het doorscheuren van de volledige laagdikte. Als er door hechtingsproblemen over een groot oppervlakte ruimte komt tussen de onderste laag en de nieuwe inlay of overlaging, kunnen wateroverdrukken de nieuwe toplaag er uiteindelijk in zijn geheel afdrukken. Er resteert dan een te dunne bekleding.

De hechtingsproblemen zullen over het algemeen kunnen worden teruggevoerd op een onvoldoende kleeflaag, een onvoldoende schoon oppervlak waarop overlaagd is of een door stripping aangetast oppervlak waarop overlaagd is. In de laatste gevallen is er dus sprake van een falende binding onder de aangebrachte kleeflaag.



Figuur 17 Schade door loskomen later aangebrachte toplaag met onvoldoende hechting.

Op kleine schaal wordt ook waargenomen dat een oppervlakbehandeling verdwijnt die is aangebracht op aangetast oppervlak als gevolg van onvoldoende hechting. Ook deze reparatie blijkt dan dus niet effectief, al zijn hier de consequenties minder ingrijpend: het geleidelijke proces van aantasting wordt niet afdoende gestopt door de reparatie.



Figuur 18 Onvoldoende hechting: opgekrulde rand van lokale oppervlakbehandeling aangebracht op aangetast oppervlak.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Locatiegebonden factoren voor begroeiing op asfaltbekledingen - Voorbereiding, inventariseren functies en eisen

De locatiegebonden factoren zijn vooral bepalend voor aard en type van de potentiële begroeiing. Sommige van deze factoren zijn wel, andere zijn niet door de mens te beïnvloeden. Dit zijn factoren zoals ligging, aanwezigheid van voorland, mate en aard van sedimentatie, belasting, aanwezigheid van zaadbronnen en depositie van veek.

De soortensamenstelling van de vegetatie wordt onder andere beïnvloed door de ligging ten opzichte van de zon, hoogteligging en de plaatselijke dynamiek in het milieu. Hierbij dient onderscheid te worden gemaakt tussen zee-, rivier- en meerdijken en is de dijk in te delen in zones die verschillend worden belast.

Bij zeedijken is het waterniveau nooit constant. In zoute wateren moet een onderscheid worden

gemaakt tussen de getijzone, de zone die nog onder invloed staat van zout water als gevolg van golfoploop en de zone boven de golfoploop met een overwegend zoet milieu.
in de nabijheid van strand en duinen leidt sedimentatie door wind tot de vorming van (mini-) duinen, die over het algemeen spontaan begroeid raken.



Figuur 1 Zeealsem en lamsoor tussen strandkweek op een bekleding van open steenafalt op Tholen. (Foto Waterschap Tholen).

Een ander criterium is de invloed van het zoute water. Dit bepaalt of er zoet- of zout- minnende planten worden aangetroffen. Langs zoute wateren geeft een geleidelijke overgang van zout naar zoet water (de zout-zoet-gradiënt) in het algemeen een positieve bijdrage aan de begroeiing. In deze zone zijn zout, brak of zoet water, bodemsamenstelling, stroming, zandtransport en lichttoevoer bepalend voor de begroeiing. De aanwezigheid van spleten en holten en een geleidelijke overgang van land naar water zijn hierbij bevorderlijk voor de begroeiing. Bij zeedijken zal in deze zone in het algemeen eerst aangroei plaatsvinden van een laagje groenwieren, en in een later stadium zullen bruinwieren en zeepokken zich gaan vestigen. In de getijzone spelen het zoutgehalte, de mate van overstroming, de grootte van de belasting en de mate van blootstelling aan de zon een rol. De aanwezigheid van een kreukelberm, een geleidelijke overgang van land naar water, de aanwezigheid van een voorland en een lichte kleur van de bekleding zijn in deze zone bevorderend voor de begroeiing. Bij zeedijken wordt de vegetatie in deze zone gekenmerkt door soorten met dikke, vlezige blad- en stengeldelen, met doorgaans een blauwgrijze tint. Hoger in het talud komt in het algemeen een grasvegetatie voor die niet specifiek is voor het zoute watersysteem en zijn droogte-tolerante plantensoorten te vinden.

Langs zoete wateren vertoont de vegetatie bij de waterlijn over het algemeen vochtminnende planten. Meerdijken hebben over het algemeen een minder wisselende waterstand. Bij rivierdijken wordt de waterstand hoofdzakelijk bepaald door de grootte van de rivierafvoer. De belasting is hierdoor anders en dit is met name bepalend voor de mate van sedimentatie. Op sommige plaatsen vindt juist wel sedimentatie plaats, op andere weer niet.

De aanwezigheid van zaadbronnen en een plaatselijke grote dynamiek van het milieu zijn van groot belang voor een waardevolle begroeiing.



Figuur 2 Begroeide oever met open steenasfalt langs de Maas bij Bokhoven, 1995. (Foto Oranjewoud).

Het is soms mogelijk om het aanzicht en de begroeiing van een dijk te beïnvloeden door middel van een zandsuppletie op de dijkbekleding. Dit is met name bij asfaltbetonbekledingen van belang, omdat begroeiing hier niet gewenst is. Een voorbeeld hiervan is het talud van de Veersedam (zie Figuur 3). Deze suppleties met begroeiing kunnen onder extreme omstandigheden worden weggeslagen. De dikte van de suppletie en de mate van begroeiing zijn bepalend voor de bestendigheid tegen zware golfaanval.

Bij zandsuppleties moet ook rekening worden gehouden met het feit dat inspectie van de onderliggende asfaltbekleding moeilijk wordt. Een periodieke inspectie is noodzakelijk voor het beheer en onderhoud en voor de veiligheidstoetsing van de waterkering. Aangeraden wordt de kwaliteit van de bekleding voor het aanbrengen van de zandsuppletie goed vast te leggen.

Eerst inzaaien van de ondergrond, voordat de open steenasfaltbekleding wordt aangelegd, leidt tot een snellere begroeiing. Instrooien van een aangelegde open steenasfaltbekleding met grond of teelaarde stimuleert de ontwikkeling, ook door het creëren van een voor de planten betere vocht- en temperatuurhuishouding. Instrooien moet echter alleen worden toegepast op plekken met een lage (golf-)belasting. De wortels van planten kunnen door de open structuur van het open steenasfalt tot in de bekleding doordringen en zich als het ware verankeren in de bekleding.



Figuur 3 Zandsuppletie met helm beplant op het binnentalud van de Veersedam, 2000. (Foto NPC).

Ook gedeeltelijk gepenetreerde breuksteen is begroeibaar, zij het minder goed dan open steenasfalt. Bij gedeeltelijke en 'vol en zat' gepenetreerde breuksteenbekledingen kan de penetratiemethode zodanig worden gekozen dat een bekleding ontstaat met meer begroeiingsmogelijkheden. Uit onderzoek is gebleken dat vegetatie beter aan de stenen hecht dan aan het gietasfalt (Figuur 4). Door de breuksteen zodanig te penetreren dat de koppen schoon blijven, ontstaat een bekleding met betere begroeiingsmogelijkheden.

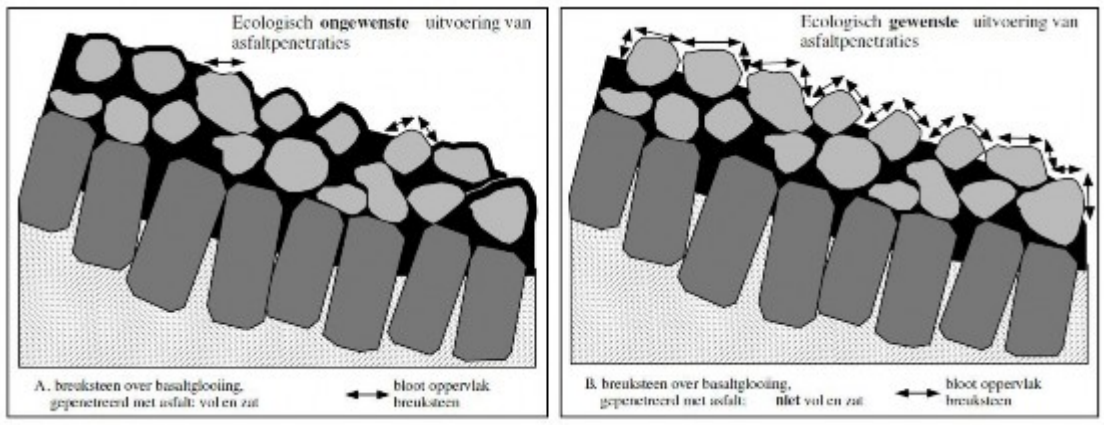


Figuur 4 Oude gietasfaltpenetratie met begroeiing op de Grevelingendam, 1996.

Door de taludhelling te verflauwen en een berm aan te leggen op het niveau van de gemiddelde waterstand kan meer ruimte worden gecreëerd voor natuurontwikkeling. Ook dieren hebben baat bij een geleidelijke overgang van land naar water. Een berm moet bij voorkeur zodanig zijn geconstrueerd dat er water blijft staan (plasvorming) als de berm bij laagwater droog valt.

Op plaatsen met (te) hoge hydraulische belastingen kan door het aanleggen van vooroevers en strekdammen worden bereikt dat de bekledingen meer in de luwte komen te liggen en de natuur meer kansen krijgt.

Een overlagingsconstructie uitgevoerd met schone koppen is een constructie die genoeg potentie biedt om als groeiplaats voor wieren te dienen. Het is aannemelijk dat als een dergelijke constructie, met minimaal 50% schone koppen, wordt toegepast op een locatie waar zich nu een soortenrijke wiervegetatie bevindt, deze wiervegetatie zich uiteindelijk zal herstellen. Waarschijnlijk zal op de constructie binnen vijf jaar een nieuwe, maar soortenarme wiervegetatie zijn ontstaan. Deze vegetatie zal zich langzaam maar zeker doorontwikkelen naar een soortenrijke wiervegetatie. Deze ontwikkeling kan echter lang duren en zal in totaal meer dan 10-20 jaar in beslag kunnen nemen.



Figuur 5 Uitvoering asfaltpenetraties voor ecologie.

Het is niet te garanderen dat nu aanwezige soorten en levensgemeenschappen terug zullen keren. Met name als er nu een Knotswier-gemeenschap aanwezig is, zal deze waarschijnlijk niet terugkeren maar vervangen worden door een Fucus-gemeenschap. Ook is de kans groot dat als er nu Groefwier aanwezig is, deze soort niet terug zal keren. Het bovenstaande leidt tot een positief advies voor het toepassen van een schone koppen constructie mits er op ieder dijkvak op basis van recente inventarisaties maatwerk wordt geleverd. Het boven- staande is echter wel afhankelijk van de uitvoering. Het moet praktisch wel mogelijk zijn om een schone koppen constructie op grote schaal aan te leggen. Op de dijken van de Westerschelde is hier al ervaring mee opgedaan. Op een dijkvak bij Borssele is een proefvak aangelegd van een paar honderd meter lang, met gemiddeld ongeveer 60% schone koppen. Dit is zonder problemen op grote schaal (meerdere kilometers) uit te voeren. De resultaten op andere stukken bleken echter minder goed. De hoeveelheid schone koppen op het dijkvak Zuidwatering liet te wensen over. De resultaten in de buitenhaven van Vlissingen zijn ronduit slecht, hier is absoluut geen sprake van een overlaging met schone koppen. Een dergelijk resultaat in de Oosterschelde zal funest zijn voor de soortenrijke wiervegetaties. Naar aanleiding van deze problemen is er een proefvlak aangelegd op de westelijke havendam bij Vlissingen. Hier is door een ‘vol en zat’ gepenetreerde overlaging af te strooien met stortsteen een schone koppen overlaging gecreëerd. Ook dit proefvlak ziet er redelijk goed uit met ca. 65% schone koppen. Dit lijkt de meest betrouwbare techniek tot nu toe om een schone koppen constructie toe te passen.

Het is dus van belang dat er goed op wordt toegezien dat er een goede schone koppen constructie wordt aangelegd. Daarvoor is het van belang om te weten waar deze aan moet voldoen:

- De schone koppen bestaan uit kalksteen of lavasteen.
  Kalksteen staat bekend als de steensoort die zeer geschikt is voor wierbegroeiingen. De steensoort moet iets poreus zijn en een ruw oppervlak hebben. Uit recentere onderzoeken is gebleken dat lavasteen geschikter is voor wierbegroeiingen (gebruikte sortering 60-130 mm).
- Er moet minimaal 60% schone koppen zijn.
  Loodrecht geprojecteerd op de glooiing moet 60% van het oppervlak bestaan uit schone koppen. Dit is, zo tonen de proefvakken aan, een realiseerbaar percentage. Uit het onderzoek is gebleken dat er dan voldoende mogelijkheid is om een soortenrijke wiervegetatie te laten ontwikkelen.

Ook bij het toepassen van de afstrooitechniek zijn een aantal voorwaarden opgesteld:

- Om te voorkomen dat het asfalt al teveel is afgekoeld op het moment dat er wordt afgestrooid, moet het asfalt dat gebruikt wordt op moment van verwerking minimaal 135°C zijn.
- Door af te strooien met een sortering die een slag kleiner is dan de stortsteen waarmee wordt overlaagd, behaal je waarschijnlijk het mooiste afstrooiresultaat. De inschatting is dat een 80-180 mm sortering het beste resultaat geeft.

Versie 1.0: 2 juli 2025

7.5 Grasbekleding

Aanleg van een grasbekleding

Voor aanleg van grasbekleding wordt aanbevolen voor de grond een zandgehalte lager dan 40% te hanteren. Praktijk en proeven hebben uitgewezen dat grasmatten op grond met hogere zandgehalten vaak een relatief hoge erosiebelasting kunnen doorstaan, maar er is een tweetal redenen waarom een beperkt zandgehalte wordt aanbevolen voor aanleg.

1. Eén reden is dat zand in grond slechts deels homogeen verdeeld is en een belangrijk deel van het zand in kleinere of grotere laagjes en insluitingen voorkomt en wel meer met toenemend zandgehalte. Deze laagjes en insluitingen kunnen het gedrag van de klei sterk nadelig beïnvloeden. Omdat zandgehaltes in het algemeen worden bepaald op mengmonsters, komen zandinsluitingen en laagjes niet tot uiting bij de beoordeling van een aangeboden hoeveelheid grond.
2. Een tweede reden is de beperking van zandgehalte om grondgedrag te karakteriseren. Zand wordt gedefinieerd op basis van de korrelgrootte die een indicatie geeft voor het fysieke gedrag, maar er komen in Nederland ook grondsoorten voor met gedrag als zand, maar met een relatief gering zandgehalte. Een maximalisering van het zandgehalte van 40% sluit deze grond uit.

Indien bij dijkaanleg of dijkverzwaring voor een bekleding met een stevige (vette) klei is gekozen, dan wordt het toepassen van een teeltlaagje van schrale (zandige) klei aanbevolen voor een betere ontwikkeling van de grasbekleding. De zwakte van het eerste seizoen kan worden ondervangen door de erosiebestendige klei voor de eerste winter te verdichten en glad af te werken, om vervolgens de teeltlaag van zandiger klei in het voorjaar aan te brengen. Bij het aanbrengen van een dergelijke teeltlaag is aandacht voor de aansluiting met de onderliggende laag van belang, omdat de hechting tussen twee gladde vlakken slecht is. Opruwen van de onderliggende laag onmiddellijk voorafgaand aan het aanbrengen van de teeltlaag is daarom van belang. Na inzaaien kan het talud glad worden afgewerkt wat het kiemen van het zaad ten goede komt en de schrale klei minder gevoelig maakt voor erosie door regenval. Dit neemt niet weg dat de grasbekleding in alle gevallen enkele seizoenen relatief kwetsbaar is.

Inzaaien

In de handel zijn zaadmengsels (‘dijkenmengsels’) verkrijgbaar voor met name twee beheertypen (D1 hooilandmengsel en D2 weidemengsel). Om in het eerste jaar al een dichte zode te verkrijgen kunnen soorten als Engels raaigras (Lolium perenne) of – belangrijk indien hooilandbeheer wordt beoogd - Roodzwenkgras (Festuca rubra) extra worden bijgemengd. In een later stadium kan ook het aanbrengen (niet te dicht!) van dijkenhooi de vestiging van doelsoorten uit de in het hooi aanwezige zaden bevorderen.

Bij Pannerden is een rivierdijktalud ingezaaid met diverse graszaadmengsels in verschillende dichtheden, waarbij een beheer wordt toegepast van maaien met afvoer en schapenbeweiding. Gebleken is dat de samenstelling van het ingezaaide graszaadmengsel bepalend is voor de vegetatie die zich ontwikkelt. Ook na zeven tot acht jaar blijken in alle vakken soorten van de opgebrachte mengsels te domineren. De dominante rol van de oorspronkelijk ingezaaide soorten in de uiteindelijke samenstelling van een zich nieuw ontwikkelende grasbekleding bleek ook uit een experiment in het proefvak Zaltbommel. Na dijkverzwaring werd het effect bestudeerd van verschillen in aanleg en beheer. Voor herstel van soortenrijk grasland bleken de volgende aspecten belangrijk:

- Het terugzetten van zodegrond, afkomstig van plekken met soortenrijk grasland. Hierin bevindt zich veel zaad van stroomdalsoorten, zodat deze zich sneller opnieuw kunnen vestigen.
- Snelle ontwikkeling van grasland wordt ook op gang gebracht door inzaai met een zadenmengsel dat gewonnen is op plekken met soortenrijk grasland. Hierbij is het belangrijk dat het zaad wordt gewonnen op het moment dat de meeste soorten rijp zaad hebben.
- Inzaai met een weidegraszaadmengsel (bijvoorbeeld BG5) in hoge dichtheid (70 kg/ha) vertraagt de ontwikkeling van een soortenrijke vegetatie en wordt daarom afgeraden, als natuurwaarde belangrijk is.
- Inzaai met Italiaans raaigras (Lolium multiflorum, 20-25 kg/ha) levert, omdat het eenjarige

soort is, ook een geringe doorworteling op. Als alleen commercieel graszaad beschikbaar is, verdient dit echter toch de voorkeur boven een BG5-mengsel. Italiaans raaigras legt de bovengrond vast maar blijft niet dominant. Daardoor kunnen zich geleidelijk stroomdalsoorten vestigen in de aanvankelijk door Italiaans raaigras gedomineerde grasbekleding.

- Bemesting is ook een aandachtspunt bij aanleg of herstel van dijkgraslandzode. Zo is bekend dat juist bij zeer lage concentraties anorganisch fosfor (Pi) in de bodem planten gaan investeren in breedvertakte wortelstelsels. Dit gaat overigens wel ten koste van de ontwikkeling in verticale (diepte) richting [Föhse, et al., 1991], [López-Bucio, et al., 2002].

Versie 1.0: 2 juli 2025

Effect beheer op erosiebestendigheid van gras

Onder de Nederlandse klimaatomstandigheden moet grasland worden beweid of gemaaid om te voorkomen dat het verruigt en uiteindelijk via struweel tot bos wordt. Dat beweiden of hooien wordt '(grasland)beheer' genoemd. Strikt genomen bestaat beheer uit regelmatig 'klein onderhoud'.

Een grasbekleding heeft in de zones op de dijk waar een significante erosieve belasting kan optreden, de hoofdfunctie om de kern van de dijk bescherming te bieden tegen erosie door stroming, golfwerking en golfoverslag. Vanuit het oogpunt van deze functie is het belangrijk om het beheer te richten op het aanwezigheid zijn van een voldoende dicht, dik en aaneengesloten wortelnetwerk en op het voorkomen van plekken waar het dichtewortelnetwerk van de graszode ontbreekt.

Naast de functie van bescherming tegen erosie kan een grasbekleding ook LNC-waarden vertegenwoordigen. Bij de aanleg of wijziging van een waterkering moet ook rekening worden gehouden met andere functies van de waterkering. De functies liggen formeel vast door planologische beslissingen die zijn genomen door rijk, provincies en gemeenten. Een waterkering kan waarden hebben voor natuur, milieu, landschap en cultuurhistorie (kortweg: de LNC-waarden). In de TAW-publicaties [Grondslagen voor Waterkeren, 1988] en [Handreiking inventarisatie en waardering LNC-aspecten, 1994] wordt aangegeven hoe men LNC-waarden kan benoemen en vervolgens behouden en bevorderen. Vaak leidt een beheertype dat kan leiden tot hoge LNC- waarden ook tot een erosiebestendige toplaag. Uit de golfoverslagproeven bleek echter geen sterk verband tussen beheertypes en erosie- bestendigheid. Een waterstaatkundig en natuurtechnisch beheer, dat zou moeten leiden tot een goede erosiebestendige grasbekleding, kan in sommige gevallen leiden tot open plekken en daarmee een mindere erosiebestendigheid dan dat er een beperkte mestgift wordt toegepast wat resulteert in een gesloten zode.

Uit enkele van de golfoverslagproeven langs de Schelde in België is gebleken dat een (gebrek aan) beheer dat leidt tot ruigtebegroeiing ook leidt tot een slechte erosiebestendigheid. Dit gebrek aan beheer, of verkeerd beheer, moet dus worden voorkomen zodra een zone van de dijk een significante belasting te verduren kan krijgen. Ook bij golfoverslagproeven op Tholen is gebrek aan beheer vastgesteld, waardoor er van een slechte grasmat sprake was met onder andere open plekken zonder wortels. De erosiebestendigheid van deze grasmat tegen golfoverslag bleek erg klein te zijn. Het blijkt uiterst belangrijk te zijn dat beheer inderdaad leidt tot een goede gesloten grasmat en dat bij gebrek hieraan de erosiebestendigheid sterk kan reduceren.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Effect graafgangen op erosiebestendigheid grasbekleding op binnen- en buitentalud

De meest algemeen voorkomende gangen zijn ondiep (0,1 m) en worden gemaakt door mollen, muizen en woelratten. Ook diepere (0,25 – 0,4 m) gangen en soms holtes, zoals nest- en voorraadruimtes, komen voor. Konijnengangen kunnen voorkomen bij te dunne kleilagen, of bij

plaatselijke afwezigheid van voldoende klei, op zanddijken. Deze gangen gaan dan door de eventueel nog aanwezige klei heen tot in de zandkern van de dijk. Ook bevers en muskusratten kunnen gangen graven die tot diep in de kern van de dijk gaan en daarmee door de beschermende kleilaag heen. Dit laatste moet altijd worden voorkomen of verholpen, indien er enige belasting kan worden verwacht door stroming, golven, of golfoverslag.
Uit golfgootproeven, golfoverslagproeven en veldwaarnemingen na hoogwaters is gebleken dat de algemeen voorkomende ondiepe (minder dan 0,15 m diep) graafgangen van mollen, woelratten en muizen geen grote invloed hadden op het falen van de toplaag door golfwerking of overslag.

In een golfgootproef met 0,3 m golven is van één proefstuk 1/4de m^2 van het talud zo'n 70 mm ingezakt door de aanwezigheid van een ondiep muizennest (0,15 m) in en direct onder de zodelaag in zeer zandige klei. Verdere ontwikkeling van de schade bleef vervolgens uit.



Figuur 1 Ongewenste combinatie van een slechte grasmat, een dunne kleilaag en graverij waardoor ondermijning van de kleibekleding optreedt. Zeedijk nabij Poortvliet op Tholen.



Figuur 2 Ongewenste combinatie van een slechte grasmat, een dunne kleilaag en graverij waardoor ondermijning van de kleibekleding optreedt. Zeedijk nabij Poortvliet op Tholen.



Figuur 3 Ongewenste combinatie van een slechte grasmat, een dunne kleilaag en graverij waardoor ondermijning van de kleibekleding optreedt. Zeedijk nabij Poortvliet op Tholen.



Figuur 4 Ongewenste combinatie van een slechte grasmat, een dunne kleilaag en graverij waardoor ondermijning van de kleibekleding optreedt. Zeedijk nabij Poortvliet op Tholen.

Bij golfoverslagproeven is regelmatig gezien dat een eerste schade aan de zode ontstond rondom of bij een graafgang, maar dit leidde vaak niet direct tot het falen van de toplaag. Bij golfoverslagproeven op een volledige zanddijk (Vechtdijk nabij Zwolle), waarin veel mollen actief waren, leidden de molgangen niet direct tot doorgaande schade aan de toplaag. De doorworteling van de zode was bij deze dijk goed en het talud was flauw. Bij de golfoverslagproef op een dijk bij Poortvliet, Tholen, bleek echter dat graverij door een zandhoudende kleilaag van beperkte dikte (dunner dan 0,4 m) op een zanddijk, leidde tot ondermijning en falen van de grasbekleding bij een heel lage overslagbelasting. De graszode was in dit geval echter van slechte kwaliteit met veel open plekken en het talud was vrij steil. Een mollengang bij golfoverslagproeven op de dijk van de Hedwige-Prosperpolder zorgde voor kortsluiting met de zandkern van de dijk waarna een stroming ontstond via de mollengang onder de grasbekleding door. Deze stroming nam zand mee. Het zandtransport zorgde voor ondermijning van de kleilaag waardoor deze bezweek.

Bij een overloopproef nabij Wissekerke op een binnentalud met een helling van circa 1:1,75 van zand, met een graszode, bleek dat het water dat in een spleet bij de kruin infiltreerde weer uittrad door een stelsel van konijnengangen en daarbij extreme ontgronding van het zand onder de zode veroorzaakte.

Voor dunne kleilagen, dunner dan 0,4 m, is graverij (uitgezonderd ondiepe gangen in de toplaag) in combinatie met steile taluds en een slechte graszode, een risico bij golfoverslag. Zand in molshopen is een aanwijzing voor gangen tot in de zandkern van de dijk. Bij dikkere kleilagen (meer dan 0,4 m), of flauwe taluds (flauwer dan 1V:4H), met een gesloten graszode, leidt graverij van mollen, muizen en woelratten niet tot snel falen van de toplaag bij golfoverslag, mits wel gegarandeerd kan worden dat de schade door graverij nog niet de zandkern heeft bereikt. Ook in de golfklapzone leiden graafgangen van deze dieren niet tot snel optredende doorgaande schade, mits de zode gesloten is en de kleilaag voldoende dik (meer dan 0,4 m), en de kleilaag niet doorstoken is.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Dagelijks beheer grasbekledingen en te vermijden situaties

De kwaliteit van grasbedekking van een dijk en de zodelaag kunnen door velerlei omstandigheden worden aangetast. Door onjuist beheer wordt de kwaliteit van een graszode sterk ondermijnd of kan zelfs volkomen verdwijnen.

Onjuist beheer betreft met name het niet tijdig verwijderen van bovengrondse biomassa via maaien of grazen en afvoeren van het maaisel. Bovengrondse delen moeten minimaal 2 x per jaar worden verwijderd. Tevens kan overmatig bemesten de ontwikkeling van een dichte zode van enige dikte (> 50 mm) beperken. Ook veek (vloedmerk, aanspoelsel) moet tijdig worden verwijderd, net als bladafval van bomen op of langs de dijk, om een gesloten grasmat in stand te houden. Schaduwwerking van bomen en bebouwing kan eveneens de ontwikkeling van een voldoende dikke

en dichte zode beperken.
Intensief betreden van, of rijden over grasland op een talud, leidt tot het ontstaan van slijtplekken, paadjes en spoorvorming. Op deze plaatsen ontwikkelt zich geen dichte zode, maar vaak zijn er nog wel wortels aanwezig. De paadjes leiden tevens tot onregelmatigheden in de taludhelling, hetgeen consequenties heeft voor waterstroming op het talud. Overigens hebben de overslagproeven laten zien dat kale plekken, waar nog wel beworteling is, de sterkte niet veel minder is.

Beweiding met koeien of paarden leidt frequent tot schade aan de zode, die dan over grotere oppervlakken wordt onderbroken door hoefafdrukken of geheel afwezig raakt bij afrasteringen en voederplaatsen. Dit is beslist ongewenst voor grasbekledingen op waterkerende dijken.



Figuur 1 Microreliëf door schapenpaadjes.
Bron alle foto's: Beeldenbank RWS.



Figuur 2 Microreliëf door schapenpaadjes.



Figuur 3 Eerdere schade buitentalud bij golfaanval.



Figuur 4 Schade door methode van aanleg.

Het beheer is ook de dominante factor voor de mate van ruwheid van een dijktalud met grasbekleding. Een gesloten graszode vormt zich niet als het microreliëf (binnen 1/10de m^2) meer dan ongeveer 0,1 m is. Dit houdt in dat er op kleine schaal verticale of zeer steile taluds in de bekleding aanwezig zijn, waar gras niet goed groeit en de doorworteling niet dicht is.

Een op het oog voldoende glad talud is daarom een voorwaarde voor een voldoende gesloten graszode, naast de effecten ervan op hydraulische condities. Bekende veroorzakers van teveel microreliëf zijn de zogenaamde schapenpaadjes, oppervlakkige schades op het buitentalud als gevolg van golfaanval die daarna niet worden hersteld, (Figuur 1), trapvormen in het talud als gevolg van gelaagde aanleg van de dijk, rijsporen, en maaisporen.

Een deel van de erosiebestendigheid van de toplaag wordt verkregen door de bovengrondse plantdelen. Het is verstandig om de graszode het storm- en hoogwaterseizoen in te laten gaan zonder dat dit op het laatste moment heel kort is gemaaid, of te intensief is beweid (minder dan 5 cm).

Versie 1.0: 2 juli 2025

7.6 Breuksteenconstructies

Uitvoering, inspectie en beheer en onderhoud breuksteenconstructies

Bij de uitvoering van een breuksteenconstructie komen een aantal aspecten kijken. Bereikbaarheid

van de locatie en lokale omstandigheden kunnen namelijk bepalend zijn voor het in te zetten materieel. Om te voldoen aan de vereiste minimale maatvoering dient er op basis van het detailontwerp uit de ontwerpfase een uitvoeringsontwerp te worden gemaakt door de aannemer, waarin afhankelijk van de wijze van uitvoeringsmethode, de daarbij behorende toleranties worden verwerkt. In het uitvoeringsontwerp dienen ook aspecten als beheer en onderhoud te worden meegenomen, aangezien na oplevering ook het te verwachten onderhoud dient te worden opgeleverd. Beheer en onderhoud zijn niet alleen afhankelijk van de levensduur van de constructie, maar ook van de totale kosten die toehoren aan de gehele levenscyclus. De breuksteensortering die gekozen wordt in het uitvoeringsontwerp speelt hierbij een rol, bijvoorbeeld, hoe groter de sortering, hoe moeilijker de inspectie wordt, maar levert wellicht minder onderhoud op. Daarnaast geldt dat herstel aan kleine sorteringen gedaan kan worden met relatief klein materieel, terwijl schade aan grote sorteringen wellicht uitgevoerd dient te worden met groot materieel en vanaf het water. De bereikbaarheid van de locatie en de beschikbaarheid van het juiste materieel kan daarmee bepalend zijn voor het onderhoud.
Afhankelijk van de gestelde eisen dienen ook eventuele zettingen van de ondergrond te worden gecompenseerd in het uitvoeringsontwerp. Om aan de minimale laagdikte van $2xD_{n50}$ (toetsingseis bij highest-point-survey methode) te voldoen zal er afhankelijk van de mate van beheersing van de uitvoeringsmethodiek en de mate en wijze van controle op het aangebrachte werk een zekere standaardafwijking moeten worden gehanteerd op de laagdikte. In het uitvoeringsontwerp dient dit verwerkt te worden. Het uitvoeringsontwerp zal dan ook leiden tot een extra hoeveelheid te storten materiaal dat afgestemd is op onder andere de genoemde aspecten.

Onderhoudswerkzaamheden in het kader van breuksteenconstructies zijn vaak niet het gevolg van de leeftijd van de constructie maar van de werkelijke toestand. Veelal bevinden de breuksteentoepassingen zich onder water en zijn dan ook niet gemakkelijk visueel te toetsen. Inspecties (zoals peilingen en multi-beam-metingen) zijn dan ook benodigd om de werkelijke toestand vast te stellen. De inspectie dient gericht te zijn op het in kaart brengen van de huidige situatie en van de mogelijke risico's op falen van de constructie. Het gaat hierbij dus niet alleen om de kans op falen maar ook om het gevolg van eventueel falen.

Breuksteen bekledingen zijn ontworpen met in het achterhoofd een bepaalde mate van toelaatbare schade. Uitgangspunt hiervoor is het schadegetal in de ontwerpformules. Dat houdt in principe ook in dat schade niet direct hoeft te leiden tot onderhoud. Begin van schade (S=1-2) is dan wel een belangrijk aspect dat via inspecties vastgesteld moet worden. Het in kaart brengen van de omstandigheden die tot deze schade hebben geleid levert inzicht of de constructie zich gedraagt zoals bij het ontwerp is aangenomen en zal een goede leidraad zijn om de kans op vervolgschade te bepalen. In het monitoringsplan dient er voor verschillende schadestadia een inspectiefrequentie te worden vastgelegd, waarbij de frequentie toeneemt in geval van grotere risico's op falen van de constructie. Het uitvoeren van onderhoudswerkzaamheden, zoals het bijstorten van breuksteen, is dan afhankelijk van welk risico nog als acceptabel wordt gezien. Inspecties dienen in ieder geval te worden uitgevoerd na gebeurtenissen die tot een mogelijke schade zouden hebben kunnen leiden. Dit zijn zowel stormgebonden als niet-stormgebonden belastingen zoals grote golven, hoge afvoer, aardbevingen zware schroef(straal)belastingen of zelfs aanvaringen. Het wordt daarnaast aanbevolen om in de eerste jaren na aanleg jaarlijks of tweejaarlijks een inspectie uit te voeren om mogelijke niet-verwachte schademechanismen tijdig op te sporen.

Aspecten die in het bijzonder van belang zijn tijdens de inspecties zijn gerelateerd aan de parameters die gebruikt zijn in de ontwerpformules. Deze parameters zijn enerzijds bepalend in de sterktecomponent van de constructie maar anderzijds ook in de belastingcomponent. Veranderingen in de sterkte-eigenschappen zijn onder andere: de steilheid van het talud en de laagdikte van de breuksteen op het talud en in de teen. Verandering in de belastingcomponent kan onder andere het

gevolg zijn van erosie/zetting van bodem/voorland voor de teen van de constructie. Om mogelijke veranderingen in kaart te kunnen brengen is het van belang om de constructie zoals deze opgeleverd is na aanleg vast te leggen in een legger.
Versie 1.0: 2 juli 2025

Literatuurverwijzingen

The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (second edition), CIRIA, juni 2007.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 3 Asfaltbekledingen (HDD3). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 3 Asfaltbekledingen (HDD3). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Website Handreiking grasbekleding

Bosters, R. *Aanpassing toetsmethodiek afschuiving bij steenzettingen*. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, rapport PZDT-R-08300, september 2008.

Klein Breteler, M. *Black box model voor afschuiving bij steenzettingen : Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen*. WL|Delft Hydraulics, rapport H4635, november 2007.

Kruse, G. *Studie voor richtlijnen klei op dijktaluds in het rivierengebied ; Versie 3 definitief*. Deltares, rapport 1202512-0000-GEO-0002, juli 2010.

_____

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Capel, A. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 4 Breuksteenbekledingen – Aanvulling bij Rock Manual (HDD4)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, november 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Handreiking Dijkbekledingen Deel 2: Steenzettingen (HDD2)

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

De Looff, A.K., B.G.H.M. Wichman en R. 't Hart. *Handreiking asfalt dijkbekledingen op funderingslagen*. Kiwa KOAC en Deltares, rapport e140416901-3, mei 2020.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 3 Asfaltbekledingen (HDD3). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Website Handreiking grasbekleding.

_____

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau

Zeeweringen, januari 2015.

_____

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Capel, A. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 4 Breuksteenbekledingen – Aanvulling bij Rock Manual (HDD4)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, november 2015.

Geokunststoffen in de waterbouw ; Tweede herziene uitgave. CUR, rapport 174, oktober 2009.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 3 Asfaltbekledingen (HDD3). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Kok, M., R.B. Jongejan, M.W.C. Nieuwjaar en I.C. Tánczos. *Grondslagen voor hoogwaterbescherming ; tweede herziene druk*. Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW), november 2017.

_____

Tekst letterlijk overgenomen uit:

Kok, M., R.B. Jongejan, M.W.C. Nieuwjaar en I.C. Tánczos. *Grondslagen voor hoogwaterbescherming ; Tweede herziene druk*. Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW), november 2017.

_____

Van den Berg, A.,Caljouw, M., Kraneveld, M., Spaargaren, G. *Handreiking Dijkbekledingen Deel 1: Algemeen (HDD1)*. Rijkswaterstaat, januari 2015.

_____

Van der Veen, R. *Betrekkingslijnen Rijn ; Versie 2010*. Rijkswaterstaat (RWS ON), juli 2010.

Van der Veen, R. *Bijsluiter betrekkingslijnen 2013-2014 : Geldigheidsbereik 1 november 2013*. Rijkswaterstaat (RWS ZN), oktober 2014.

Rijkswaterstaat webpagina Kenmerkende waarden

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 3 Asfaltbekledingen (HDD3). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Van der Meer, J.W. *Technisch rapport golfoploop en golfoverslag bij dijken*. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), mei 2002.

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau

Zeeweringen, januari 2015.
Van Hijum, E. *Waterbeweging in de golfoploop- en overslagzone bij dijken in relatie tot erosiebestendigheid van grasmatten ; Notitie bij de Leidraad Toetsen op Veiligheid*. Rijkswaterstaat (RWS DWW), december 1999.

_____

Van der Meer, J.W., N.W.H. Allsop, T. Bruce, J. De Rouck, A. Kortenhaus, et al. EurOtop : Manual on wave overtopping of sea defences and related structures : An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application. Second edition, 2018.

Van den Berg, A.,Caljouw, M., Kraneveld, M., Spaargaren, G. *Handreiking Dijkbekledingen Deel 1: Algemeen.*Rijkswaterstaat, januari 2015.

_____

Van der Meer, J.W. *Technisch rapport golfoploop en golfoverslag bij dijken*. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), mei 2002.

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Van der Meer, J.W. *Technisch rapport golfoploop en golfoverslag bij dijken*. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), mei 2002.

Van der Meer, J.W., N.W.H. Allsop, T. Bruce, J. De Rouck, A. Kortenhaus, et al. *EurOtop : Manual on wave overtopping of sea defences and related structures : An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application ; Second edition 2018*.

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Capel, A. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 4 Breuksteenbekledingen – Aanvulling bij Rock Manual (HDD4)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, november 2015.

_____

The Rock Manual : The use of rock in hydraulic engineering ; Second edition. CIRIA, 2007.

_____

Beersma, J., H. Hakvoort, R. Jilderda, A. Overeem en R. Versteeg. *Neerslagstatistiek en -reeksen voor het waterbeheer 2019*. Stichting Toegepast Onderzoek Waterbeheer (STOWA), rapport 2019-19, 2019.

_____

De Jong, J., F. Diermanse, A. Becker, A. van der Meer en A. Teixeira. *Effect ijsvorming op de overstromingskans ; KPP Rivierkunde*. Deltares, rapport 11205234-002-ZWS-0002, april 2021.

Leidraad kunstwerken. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) en Rijkswaterstaat (RWS DWW), rapport DWW-2003-059, mei 2003.

Schropp, M.H.I. *Rivierverruiming en ijs*. Rijkswaterstaat (RWS RIZA), memo WRR 2007-01, februari 2007.

_____

Van den Berg, A.,Caljouw, M., Kraneveld, M., Spaargaren, G. *Handreiking Dijkbekledingen Deel 1: Algemeen (HDD1)*. Rijkswaterstaat, januari 2015.

_____

Van der Meer, J.M. *Technisch rapport golfoploop en golfoverslag bij dijken*. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), mei 2002.

_____

Van der Meer, J.M. *Technisch rapport golfoploop en golfoverslag bij dijken*. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), mei 2002.

_____

Van den Berg, A.,Caljouw, M., Kraneveld, M., Spaargaren, G. *Handreiking Dijkbekledingen Deel 1: Algemeen (HDD1)*. Rijkswaterstaat, januari 2015.

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Handreiking Dijkbekledingen Deel 2: Steenzettingen (HDD2)

_____

Handreiking Dijkbekledingen Deel 2: Steenzettingen (HDD2)

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

De Looff, A.K. *Werkwijzebeschrijving voor het uitvoeren van een gedetailleerde toetsing op golfklappen op een bekleding van waterbouwasfaltbeton*. KOAC, rapport e0800644-4, april 2009.

The Rock Manual : The use of rock in hydraulic engineering ; Second edition. CIRIA, 2007.

_____

De Looff, A.K. *Werkwijzebeschrijving voor het uitvoeren van een gedetailleerde toetsing op golfklappen op een bekleding van waterbouwasfaltbeton*. KOAC, rapport e0800644-4, april 2009.

_____

Arce, F. en A.K. de Looff. *Onderzoek heterogeniteit asfaltbekledingen*. KOAC•NPC, rapport e0902633-2, augustus 2010.

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 3 Asfaltbekledingen (HDD3). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

Versluis, A. en A.K. de Looff. *Methodiekontwikkeling toetsing asfaltbekledingen (Texel)*. Netherlands Pavement Consultants, projectnummer 998205, december 1999.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 3 Asfaltbekledingen (HDD3). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Davidse, M.P., J. Alleman en A.K. de Looff. *Handreiking continu inzicht dijkbekledingen van waterbouwasfaltbeton*. Stichting Toegepast Onderzoek Waterbeheer (STOWA), publicatie 2017-09, april 2018.

De Looff, A.K. *Werkwijzebeschrijving voor het uitvoeren van een gedetailleerde toetsing op golfklappen op een bekleding van waterbouwasfaltbeton*. KOAC, rapport e0800644-4, april 2009.

Telman, J. *Voorspellingsmodel voor breuksterkte, afhankelijk van leeftijd en holle ruimte*. Q-Consult, december 2013.

_____

Standaard RAW Bepalingen 2020. CROW, mei 2020.

_____

Standaard RAW Bepalingen 2020. CROW, mei 2020.

_____

De Looff, A.K. *Werkwijzebeschrijving voor het uitvoeren van een gedetailleerde toetsing op golfklappen op een bekleding van waterbouwasfaltbeton*. KOAC, rapport e0800644-4, april 2009.

De Looff, A.K., B.G.H.M. Wichman en R. 't Hart. *Handreiking asfalt dijkbekledingen op funderingslagen*. Kiwa KOAC en Deltares, rapport e140416901-3, mei 2020.

Standaard RAW Bepalingen 2020. CROW, mei 2020.

Verruijt, A. *Grondmechanica*. Technische Universiteit Delft, 2010.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 3 Asfaltbekledingen (HDD3). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

———————————————————————

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 3 Asfaltbekledingen (HDD3). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

De Looff, A.K. *Werkwijzebeschrijving voor het uitvoeren van een gedetailleerde toetsing op golfklappen op een bekleding van waterbouwasfaltbeton*. KOAC, rapport e0800644-4, april 2009.

———————————————————————

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 3 Asfaltbekledingen (HDD3). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

———————————————————————

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 3 Asfaltbekledingen (HDD3). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

———————————————————————

Asfalt onderhoudstechnieken. VBW-Asfalt, uitgave nr. 14, 1997.

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 3 Asfaltbekledingen (HDD3). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

Gurp, C.A.P.M., G.E. Westera en A.K. de Looff. *Relatie tussen sterkte en stijfheid in de context van de inspectiemethode meerjarig onderzoek asfaltdijkbekledingen*. KOAC•NPC, rapport e0700170-2, februari 2008.

Slob, E.C. *Report on ground-penetrating radar techniques for seawall asphalt pavement investigations*. Technische Universiteit Delft, 2006.

Versluis, A. en A.K. de Looff. *Methodiekontwikkeling toetsing asfaltbekledingen (Texel)*. Netherlands Pavement Consultants, projectnummer 998205, december 1999.

———————————————————————

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 3 Asfaltbekledingen (HDD3). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

Dichtheid steenfunderingen. CROW, publicatie 128, juni 1998.

———————————————————————

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 3 Asfaltbekledingen (HDD3). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

———————————————————————

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 3 Asfaltbekledingen (HDD3). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

De Looff, A.K. *Werkwijzebeschrijving voor het uitvoeren van een gedetailleerde toetsing op golfklappen op een bekleding van waterbouwasfaltbeton*. KOAC, rapport e0800644-4, april 2009.

Proefvoorschrift driepuntsbuigonderzoek waterbouwasfaltbeton. KOAC•NPC, projectnummer 100057, augustus 2010.

———————————————————————

Handreiking grasbekleding.

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde*. Van der Meer Consulting, Deltares, Alterra en Infram, oktober 2012.

Handreiking Dijkbekledingen Deel 5: Grasbekledingen (HDD5), Rijkswaterstaat en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Handreiking grasbekleding.

Klerk, W.J. en R.B. Jongejan. *Semi-probabilistic assessment of wave impact and runup on grass revetments ; WTI Product C.4*. Deltares, rapport 1220080-005-ZWS-0003, december 2016.

Van Gent, M.R.A., A. van Hoven en P. van Steeg. *Beschouwing parameters cumulatieve overbelastingsmethode in de golfoploopzone*. Deltares, rapport 11205235-002-ZWS-0004, oktober 2020.

_____

Van der Meer, J.W. *Technisch rapport golfoploop en golfoverslag bij dijken*. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), mei 2002.

Van Hoven, A. en M. Boers. *BOI Omgaan met overgangen bij faalmechanisme gras erosie kruin en binnentalud : Korte studie naar kansverdelingen van het kritisch overslagdebiet inclusief overgangen*. Deltares, rapport 11203720-025-GEO-0001, november 2019.

Van Hoven, A. en J.W. van der Meer. *Onderbouwing kansverdelingen kritisch overslagdebiet ten behoeve van het o1201 4v4*. Deltares, rapport 1230090-011-GEO-0006-39-jvm, februari 2017.

_____

Handreiking grasbekleding.

_____

Van Hoven, A. en M. Boers. *BOI Omgaan met overgangen bij faalmechanisme gras erosie kruin en binnentalud : Korte studie naar kansverdelingen van het kritisch overslagdebiet inclusief overgangen*. Deltares, rapport 11203720-025-GEO-0001, november 2019.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 3 Asfaltbekledingen (HDD3). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

d'Angremond, A.J., H.J.Th. Span, J. van der Weide en A.J. Waestenenk. *Use of asphalt in breakwater construction.* Coastal Enigeering Proceedings, 1970, 1(12) p. 98.

Leidraad voor de toepassing van asfalt in de waterbouw. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), januari 1984.

Shore Protection Manual ; 4th edition. US Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, US Government Printing Office, Washington DC, 1984.

_____

Battjes, J.A. *Surf similarity*. 14th Conference on Coastal Engineering, Copenhagen, pp. 466-480, 1974.

Capel, A.*Handreiking dijkbekledingen : Deel 4 Breuksteenbekledingen – Aanvulling bij Rock Manual (HDD4)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, november 2015.

The Rock Manual : The use of rock in hydraulic engineering ; Second edition. CIRIA, 2007.

_____

Capel, A. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 4 Breuksteenbekledingen – Aanvulling bij Rock Manual (HDD4)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, november 2015.

Galland, J.C. *Rubble mound breakwater stability under oblique waves : An experimental study*. Proceedings of 24th Conference on Coastal Engineering, Kobe, Japan, 1994.

_____

Capel, A. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 4 Breuksteenbekledingen – Aanvulling bij Rock Manual (HDD4)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, november 2015.

The Rock Manual : The use of rock in hydraulic engineering ; Second edition. CIRIA, 2007.

_____

Capel, A. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 4 Breuksteenbekledingen – Aanvulling bij Rock Manual (HDD4)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, november 2015.

The Rock Manual : The use of rock in hydraulic engineering ; Second edition. CIRIA, 2007.

_____

Capel, A. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 4 Breuksteenbekledingen – Aanvulling bij Rock Manual (HDD4)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, november 2015.

The Rock Manual : The use of rock in hydraulic engineering ; Second edition. CIRIA, 2007.

Van der Meer, J.W. *Rock slopes and gravel beaches under wave attack.* Technische Universiteit Delft, doctoral thesis, 1988.

_____

Capel, A. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 4 Breuksteenbekledingen – Aanvulling bij Rock Manual (HDD4)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, november 2015.

Kant, G. *Stabiliteit van breuksteenoverlaging op een steenzetting ; Verslag fysisch modelonderzoek*. WL|Delft Hydraulics, rapport H3271.34, januari 1999.

The Rock Manual : The use of rock in hydraulic engineering ; Second edition. CIRIA, 2007.

Van der Meer, J.W. *Rock slopes and gravel beaches under wave attack.* Technische Universiteit Delft, doctoral thesis, 1988.

_____

Capel, A. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 4 Breuksteenbekledingen – Aanvulling bij Rock Manual (HDD4)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, november 2015.

The Rock Manual : The use of rock in hydraulic engineering ; Second edition. CIRIA, 2007.

_____

Programma voor de veiligheidsbeoordeling van dijkbekledingen met gezette steen Steentoets.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Handreiking Dijkbekledingen Deel 2: Steenzettingen (HDD2)

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

De Looff, A.K., R. 't Hart, C.C. Montauban en M.F.C. van de Ven. *Golfklap A Model To Determine The Impact Of Waves On Dike Structures With An Asphaltic Concrete Layer*. 30th International Conference on Coastal Engineering, San Diego, september 2006.

Klerk, W.J. en W. Kanning. *Calibration of Safety Factors for wave impact on Hydraulic Asphalt Concrete Revetments ; WTI cluster C*. Deltares, rapport 1209431-01 0-ZWS-0002, december 2014.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 3 Asfaltbekledingen (HDD3). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

De Looff, A.K., B.G.H.M. Wichman en R. 't Hart. *Handreiking asfalt dijkbekledingen op funderingslagen*. Kiwa KOAC en Deltares, rapport e140416901-3, mei 2020.

_____

Van der Meer, M.T., J. Niemeijer, W.J. Post en J. Heemstra. *Technisch rapport waterspanningen bij dijken*. Rijkswaterstaat (RWS DWW) en Technische Adviescommissie voor de waterkeringen (TAW), rapport DWW-2004-057, september 2004.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 3 Asfaltbekledingen (HDD3). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

Voorschrift toetsen op veiligheid primaire waterkeringen voor de derde toetsronde 2006-2011. Ministerie van Verkeer en Waterstaat en Rijkswaterstaat (RWS DWW), HKV lijn in water, augustus 2007.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 3 Asfaltbekledingen (HDD3). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 3 Asfaltbekledingen (HDD3). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Handreiking grasbekleding.

Van der Meer, J.W., G. Hoffmans en A. van Hoven. *Analyses grass erosion in wave run-up and wave overtopping conditions ; WTI Onderzoek en ontwikkeling landelijk toetsinstrumentarium, Product 5.12*. Deltares, rapport 1209437-005-HYE-0003, januari 2014.

_____

*Basis Module Gras Buitentalud : Gebruikershandleiding ; Wettelijk Beoordelings Instrumentarium 2017 ; Versie 1.4.*Deltares, augustus 2019.

De Waal, J.P. en A. van Hoven. *Failure Mechanism Module Grass Wave Runup Zone : Requirements and Functional Design*. Deltares, rapport 1220043-002-HYE-0004, oktober 2015.

Handreiking grasbekleding.

Klerk, W.J. en R.B. Jongejan. *Semi-probabilistic assessment of wave impact and runup on grass revetments ; WTI Product C.4*. Deltares, rapport 1220080-005-ZWS-0003, december 2016.

_____

Basis Module Gras Buitentalud : Gebruikershandleiding ; Wettelijk Beoordelings Instrumentarium 2017 ; Versie 1.4. Deltares, augustus 2019.

Handreiking grasbekleding.

De Waal, J.P. en A. van Hoven. *Failure Mechanism Module Grass Wave Runup Zone : Requirements and Functional Design.* Deltares, rapport 1220043-002-HYE-0004, oktober 2015.

Van der Meer, J.W., G. Hoffmans en A. van Hoven. *Analyses grass erosion in wave run-up and wave overtopping conditions ; WTI Onderzoek en ontwikkeling landelijk toetsinstrumentarium, Product 5.12*. Deltares, rapport 1209437-005-HYE-0003, januari 2014.

Van Steeg, P. *Beschouwing parameters cumulatieve overbelastingsmethode in de golfoploopzone*. Deltares, rapport 11205235-002-ZWS-0004, oktober 2020.

_____

Handreiking grasbekleding.

Klein Breteler, M. *Black box model voor afschuiving bij steenzettingen ; Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen*. WL|Delft Hydraulics, rapport H4635, november 2007.

_____

Capel, A. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 4 Breuksteenbekledingen – Aanvulling bij Rock Manual (HDD4)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, november 2015.

The Rock Manual : The use of rock in hydraulic engineering ; Second edition. CIRIA, 2007.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 3 Asfaltbekledingen (HDD3). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 3 Asfaltbekledingen (HDD3). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

Hoffmans, G.J.C.M. en H.J. Verheij (eds.). *Scour Manual : Current-Related Erosion ; Second Edition*. CRC Press / Balkema, 2021.

Shore Protection Manual ; 4th edition. US Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, US Government Printing Office, Washington DC, 1984.

Capel, A. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 4 Breuksteenbekledingen – Aanvulling bij Rock Manual (HDD4)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, november 2015.

Ebbens, R.E. *Toe structures of rubble mound breakwater : Stability in depth limited conditions*. Technische Universiteit Delft, master thesis, 2009.

The Rock Manual : The use of rock in hydraulic engineering ; Second edition. CIRIA, 2007.

Battjes, J.A. en H.W. Groenendijk. *Wave height distributions on shallow foreshores*. Journal of Coastal Engineering (40)3, 161-182, 2000.

Capel, A. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 4 Breuksteenbekledingen – Aanvulling bij Rock Manual (HDD4)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, november 2015.

Klein Breteler, M. *Handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen*. CUR, Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, rapport 155, 1992.

The Rock Manual : The use of rock in hydraulic engineering ; Second edition. CIRIA, 2007.

Capel, A. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 4 Breuksteenbekledingen – Aanvulling bij Rock Manual (HDD4)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, november 2015.

The Rock Manual : The use of rock in hydraulic engineering ; Second edition. CIRIA, 2007.

Capel, A. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 4 Breuksteenbekledingen – Aanvulling bij Rock Manual (HDD4)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, november 2015.

The Rock Manual : The use of rock in hydraulic engineering ; Second edition. CIRIA, 2007.

Capel, A. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 4 Breuksteenbekledingen – Aanvulling bij Rock Manual (HDD4)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, november 2015.

The Rock Manual : The use of rock in hydraulic engineering ; Second edition. CIRIA, 2007.

Capel, A. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 4 Breuksteenbekledingen – Aanvulling bij Rock Manual (HDD4)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, november 2015.

The Rock Manual : The use of rock in hydraulic engineering ; Second edition. CIRIA, 2007.

Van der Meer, J.W. *Rock slopes and gravel beaches under wave attack*. Technische Universiteit Delft, doctoral thesis, 1988.

Anema, F.D. *Onderhoud van drainageconstructies in waterkeringen : Compendium*. STOWA, rapport 2000-18, april 2000.

Wiki Noodmaatregelen Waterkeringen.

_____

Handelingsperspectief hoge gronden en waterveiligheid ; Memo. Ministerie van Infrastructuur en Milieu, augustus 2017.

Leidraad waterkerende kunstwerken en bijzondere constructies. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), juni 1997.

Technisch rapport zandmeevoerende wellen. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), rapport TAW99-26, maart 1999.

_____

Van den Berg, A.,Caljouw, M., Kraneveld, M., Spaargaren, G. *Handreiking Dijkbekledingen Deel 1: Algemeen (HDD1)*. Rijkswaterstaat, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Van den Berg, A.,Caljouw, M., Kraneveld, M., Spaargaren, G. *Handreiking Dijkbekledingen Deel 1: Algemeen (HDD1)*. Rijkswaterstaat, januari 2015.

_____

Van den Berg, A.,Caljouw, M., Kraneveld, M., Spaargaren, G. *Handreiking Dijkbekledingen Deel 1: Algemeen (HDD1)*. Rijkswaterstaat, januari 2015.

_____

Van den Berg, A.,Caljouw, M., Kraneveld, M., Spaargaren, G. *Handreiking Dijkbekledingen Deel 1: Algemeen (HDD1)*. Rijkswaterstaat, januari 2015.

_____

Van den Berg, A.,Caljouw, M., Kraneveld, M., Spaargaren, G. *Handreiking Dijkbekledingen Deel 1: Algemeen (HDD1)*. Rijkswaterstaat, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 2 Steenzettingen (HDD2). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 3 Asfaltbekledingen (HDD3). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

Kerkhoven, R.E. *Recent developments in asphalt techniques for hydraulic applications in the Netherlands*. KSLA-Rapport voor the 1965 Annual Meeting of the Association of Asphalt Paving Technologists,

Philadelphia.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 3 Asfaltbekledingen (HDD3). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Cirkel, J., C. van Dam, E. van den Akker en J.W. Nell. Handreiking dijkbekledingen : Deel 3 Asfaltbekledingen (HDD3). Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Föhse, D., N. Claassen and A. Jungk. *Phosphorus efficiency of plants : II. Significance of root radius, root hairs and cation-anion balance for phosphorus influx in seven plant species*. Plant Soil (132) 261–272, 1991.

López-Bucio J., E. Hernández-Abreu, L. Sánchez-Calderón, M.F. Nieto-Jacobo, J. Simpson, et al. *Phosphate availability alters architecture and causes changes in hormone sensitivity in the Arabidopsis root system*. Plant Physiology 129 (1) May, 244-56, 2002.

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Grondslagen voor waterkeren. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), januari 1998.

Handreiking inventarisatie en waardering LNC-aspecten : Een methode voor betekenistoekenning van de LNC-aspecten in de planvorming van de dijkversterking ; TAW handreiking deel 3. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen; Rijkswaterstaat (RWS DWW), april 1994.

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Van der Meer, J.W., A. van Hoven, M. Paulissen, G.J. Steendam, H. Verheij, et al. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 5 Grasbekledingen (HDD5)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, januari 2015.

_____

Capel, A. *Handreiking dijkbekledingen : Deel 4 Breuksteenbekledingen – Aanvulling bij Rock Manual (HDD4)*. Rijkswaterstaat (RWS WVL) en Projectbureau Zeeweringen, november 2015.

_____