

HOOFDSTUK 5

BETONVERHARDINGEN

5.1 Inleiding:

Bij betonverhardingen dienen te allen tijde technische voorzieningen te worden getroffen om scheurvorming ten gevolge van uithardingskrimp en temperatuurdaling te reguleren c.q. te voorkomen. De mogelijke voorzieningen zijn:

- krimpvoegen, waardoor de verharding wordt verdeeld in platen met horizontale afmetingen van maximaal ca. 5 m (ongewapende betonverharding)
- wapening ter beheersing van de scheurafstand en de scheurwijdte (doorgaand gewapende betonverharding)
- voorspanning ter voorkoming van scheuren (voorgespannen betonverharding)

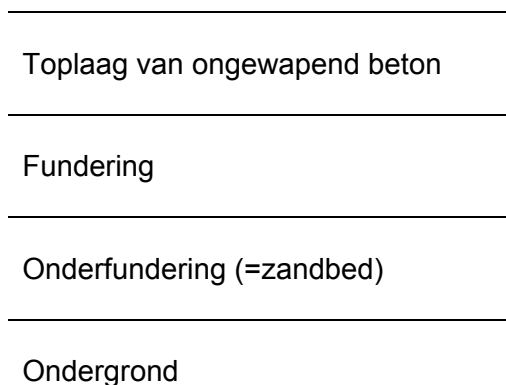
De toepassing van de onderhoudsarme, maar kostbare voorgespannen betonverhardingen blijft beperkt tot extreem zwaar belaste verhardingen, met name platforms op vliegvelden (bijvoorbeeld Schiphol). Doorgaand gewapende betonverhardingen (met een 'stille' ZOAB-dekking) worden tegenwoordig op autosnelwegen in Nederland toegepast.

In de overige gevallen worden echter ongewapende betonverhardingen toegepast, reden waarom uitsluitend dit type betonverharding wordt behandeld.

5.2 Constructie-opbouw van ongewapende betonverhardingen:

5.2.1 Algemeen:

Figuur 5.1 geeft in algemene termen de opbouw van een ongewapende betonverharding.



Figuur 5.1: Verticale opbouw van een ongewapende betonverharding.

De toplaag bestaat uit cementbeton (meestal één laag grindbeton, soms een dunne bovenlaag van steenslagbeton en een onderlaag van grindbeton). Dit materiaal gedraagt zich elastisch tot aan het moment van (abrupte) breuk. Door de zeer hoge elasticiteitsmodulus van het beton vindt in de toplaag een

zeer grote spreiding van de verkeerslasten plaats, waardoor de onderliggende constructielagen slechts weinig belast worden.

Gezien de grote lastspreiding in de toplaag is uit oogpunt van draagkracht een fundering niet noodzakelijk. Toch wordt bij betonverhardingen nagenoeg altijd een (erosiebestendige) fundering toegepast om verlies aan ondersteuning van de betonplaten, resulterend in onvlakheid en/of versnelde breuk, zoveel mogelijk te reduceren. Een fundering is tevens nodig om de moderne, zware betonverwerkingsmachines ('slipformpavers') te kunnen dragen en als werkvloer/klankbodem voor de toplaag.

De onderfundering (in Nederland: het zandbed) is niet in de eerste plaats nodig ter verhoging van de draagkracht, maar vooral om de constructie te beschermen tegen vorst en opdooi. De minimum dikte van het zandbed wordt derhalve bepaald door enerzijds de vorstindringingsdiepte en anderzijds de dikte van de bovenliggende constructielagen.

5.2.2 Ondergrond:

De elasticiteitsmodulus van de betonverharding is vele malen groter dan de elasticiteitsmodulus van de onderliggende constructielagen, waardoor de verkeerslastspanningen hoofdzakelijk door de betonnen toplaag worden opgenomen.

Dit impliceert dat de draagkracht van de ondergrond slechts een geringe invloed heeft op de spanningen in de betonverharding ten gevolge van de verkeerslast. Vanwege deze beperkte invloed is het gebruikelijk om bij de dimensionering van betonverhardingen de ondergrond zeer sterk te schematiseren tot een stelsel van verticale, lineair-elastische, veren met stijfheid (zogenaamde beddingsconstante) k_0 (zie 5.3.2). De draagkracht (beddingsconstante) van de ondergrond heeft wel een grote invloed op de deflecties (doorbuigingen) van de betonverharding ten gevolge van een verkeerslast.

Het is van belang om inzicht te hebben in de variatie van de draagkracht van de ondergrond t.p.v. de te realiseren verharding. Gezien het karakter van de betonverharding ('bros' materiaal: elastisch gedrag tot aan het moment van de brosse breuk) is het noodzakelijk om bij de dimensionering voor de beddingsconstante k_0 van de ondergrond een betrekkelijk lage waarde (bijvoorbeeld 5% onderschrijdingskans) aan te houden.

Behalve de draagkracht is ook het zettingsgedrag van de ondergrond van belang bij het ontwerp van betonverhardingen.

Een gelijkmatige zetting van de ondergrond geeft in het algemeen weinig complicaties, afgezien van de aansluiting van de verharding aan 'starre' objecten zoals (op palen gefundeerde) viaducten, bruggen en duikers.

Bij ongelijkmatige zettingen van de ondergrond worden echter extra spanningen opgewekt in de betonverharding. De grootte van deze spanningen is afhankelijk van de amplitude en golflengte van het zettingspatroon (in relatie tot de afmetingen van de betonplaten) en van de snelheid waarmee het zettingsproces verloopt (in verband met spanningsrelaxatie in het beton).

In de praktijk worden betonverhardingen vrijwel uitsluitend toegepast in gebieden waar geen zettingen optreden (zandgronden in het zuiden en oosten van Nederland) of waar beperkte en gelijkmatige zettingen optreden (bijvoorbeeld Schiphol).

5.2.3 Zandbed:

Het zandbed kan de volgende functies hebben:

- ophoging om het wegdek boven het maaiveld te brengen
- voorkómen van ongewenste vorst- en opdooiverschijnselen
- tijdelijke berging van water dat in de constructie is gedrongen
- grondverbetering, dat wil zeggen vervanging van ongeschikte grond
- werkvloer ten behoeve van de aanvoer van de overige materialen
- verder spreiden van de verkeerslasten.

Gezien deze functies is de dikte van het zandbed afhankelijk van de gewenste hoogteligging van het wegoppervlak, de vorstindringingsdiepte, de doorlatendheid van de ondergrond, de eventuele drainagevoorzieningen, de verkeersbelasting (inclusief bouwverkeer), de draagkracht van de ondergrond en de eigenschappen van het gebruikte zand. In verband met de vorstindringing en een vereiste hogere draagkracht worden voor 'zand voor zandbed' (dat zich bevindt op een diepte van minder dan 1,0 m beneden het wegoppervlak) een grovere korrelverdeling en een hogere verdichtingsgraad geëist dan voor 'zand voor aanvulling of ophoging' (dat zich bevindt op een diepte van meer dan 1,0 m beneden het wegoppervlak) (1):

- Bij 'zand voor zandbed' mag, van de fractie door zeef 2 mm, ten hoogste 15% (m/m) door zeef 63 μm gaan. Indien dit gehalte 10-15% bedraagt mag, van de fractie door zeef 2 mm, bovendien ten hoogste 3% (m/m) door zeef 20 μm gaan.
Bij zand voor 'aanvulling of ophoging' mag de fractie fijner dan 2 μm ten hoogste 8% (m/m) bedragen en het gehalte aan minerale deeltjes door zeef 63 μm ten hoogste 50% (m/m).
- De verdichtingsgraad van 'zand voor zandbed' moet tenminste 95% bedragen (van de normale proctordichtheid) en de gemiddelde verdichtingsgraad tenminste 100%.
Voor 'zand voor aanvulling of ophoging' zijn deze waarden respectievelijk 93% en 98%.

In analogie met de ondergrond heeft ook de draagkracht van het zandbed slechts een beperkte invloed op de spanningen in de betonverharding ten gevolge van een verkeerslast, maar een aanzienlijke invloed op de deflecties van de betonverharding onder een verkeerslast.

In het algemeen wordt in dimensioneringsberekeningen voor betonverhardingen het effect van het zandbed verdisconteerd door de beddingsconstante k_0 van de ondergrond op te waarderen, in een mate die afhankelijk is van de dikte en elasticiteitsmodulus van het zandbed (zie 5.3.2).

5.2.4 Fundering:

In Nederland worden bij (ongewapende) betonverhardingen hoofdzakelijk cementgebonden funderingen toegepast. Ook een cementgebonden fundering is onderhevig aan krimp ten gevolge van het uithardingsproces en temperatuurdaling. Door wrijving van de fundering met het onderliggende zandbed leidt deze krimp tot scheurvorming. Zonder aanvullende maatregelen ontstaat in de cementgebonden fundering een ongecontroleerd scheurvormingspatroon, met variabele scheurafstanden en scheurwijdten. Bij de grotere scheuren (en hechting tussen de fundering en de betonverharding) bestaat dan het risico van reflectiescheuren, dat wil zeggen het doorgroeien van scheuren uit de cementgebonden fundering in de betonverharding. Er zijn een aantal maatregelen mogelijk om reflectiescheuren tegen te gaan, bijvoorbeeld:

1. Het verhinderen van hechting tussen de cementgebonden fundering en de betonverharding door op de fundering een tussenlaag van asfalt aan te brengen.
2. Het niet verhinderen van hechting tussen de cementgebonden fundering en de betonverharding, maar de scheurvorming in de fundering beheersen door:
 - a. het bouwverkeer ten behoeve van de aan te brengen betonverharding verspreidend over de fundering te laten rijden, zodanig dat daarin een min of meer regelmatig patroon van fijne scheuren ontstaat waardoor de fundering feitelijk bestaat uit grote schollen; deze werkwijze brengt echter de nodige risico's met zich mee.
 - b. op regelmatige afstanden in de fundering verzwakkingen (kerven) aan te brengen, zodat de locatie van de scheuren wordt vastgelegd (vergelijkbaar met krimpvoegen in het cementbeton); deze kerven in de fundering worden exact onder de krimpvoegen in de ongewapende betonverharding gemaakt; deze werkwijze wordt sterk aanbevolen.

In eerste instantie zal er een behoorlijke hechting zijn tussen de betonverharding en de cementgebonden fundering. Als gevolg van een verschillend verplaatsingsgedrag van de verharding en de fundering bij temperatuurvariaties en verkeersbelastingen zal de hechting in de loop der tijd echter geheel of ten dele verloren kunnen gaan. Bij dimensioneringsberekeningen wordt er daarom veelal van uitgegaan dat er geen hechting tussen de betonverharding en de cementgebonden fundering aanwezig is. De invloed van de draagkracht van de fundering wordt dan verdisconteerd door (vgl. 5.2.3) een opwaardering van de beddingsconstante van ondergrond plus zandbed.

Vanwege een goede erosiebestendigheid en aanvaardbare kosten wordt in Nederland als cementgebonden funderingsmateriaal voornamelijk schraal beton toegepast. Dit is een mengsel van grind en zand (gewichtverhouding ca. 2:1), cement (80 à 100 kg/m³) en water. Schraal beton wordt vervaardigd in een betonmenginstallatie ('mix-in plant') en wordt in de weg verwerkt met gangbaar materieel voor betonverhardingen (slipformpaver). De dynamische

elasticiteitsmodulus van ongescheurd schraal beton na 28 dagen bedraagt 15000 à 20000 N/mm².

Bij ongewapende betonverhardingen voor wegen bedraagt de dikte van de schraal beton fundering 150 à 200 mm, bij zeer zwaar belaste verhardingen (bv. platforms op vliegvelden) kan de dikte oplopen tot 600 mm.

Om over een voldoende breedte ondersteuning te bieden aan de betonverwerkingsmachines (slipformpaver), moet de fundering van wegen aan elke zijde van de rijbaan tenminste 0,5 m breder zijn dan de betonverharding.

Teneinde een zo gelijkmatig mogelijke dikte van de betonverharding te krijgen, worden aan de fundering hoge vlakheidseisen gesteld, nl. een maximaal toelaatbaar hoogteverschil van 15 mm onder een 3 m lange rei (1).

5.2.5 Betonverharding:

Het betonmengsel voor een (ongewapende) betonverharding wordt vervaardigd in een betonmenginstallatie (voor grote werken een mobiele installatie dicht bij het werk). Het betonmengsel bestaat uit grind of steenslag en zand (gewichtshouding ca. 2:1), cement (300 à 400 kg/m³) en water, waaraan één of meer hulpstoffen en/of kleurstoffen kunnen zijn toegevoegd.

Voor beton voor verhardingen is in het algemeen milieuklasse 3 (vochtig milieu in combinatie met dooizouten) uit de VBT 1986 (2) van toepassing. Dit betekent dat de water/cement-factor van de betonspecie niet hoger mag zijn dan 0,55 (specie met luchtbelvormer) resp. 0,45 (specie zonder luchtbelvormer).

In de meeste gevallen kan worden volstaan met grind als grof toeslagmateriaal. Voor drukbereden wegen wordt echter i.v.m. de slijtvastheid van het wegoppervlak ook wel steenslag als grof toeslagmateriaal gebruikt. Gezien het prijsverschil tussen steenslag en grind wordt in die gevallen de betonverharding veelal in twee lagen 'nat in nat' (d.m.v. twee slipformpavers vlak na elkaar) aangebracht, nl. een onderlaag van grindbeton en een 60 à 80 mm dikke bovenlaag van steenslagbeton.

Voor zwaarbelaste verhardingen (platforms op vliegvelden, autosnelwegen) wordt in Nederland altijd beton van sterkteklasse B45 toegepast. Voor minder zwaarbelaste verhardingen (niet-autosnelwegen, busbanen, fietspaden e.d.) wordt beton van sterkteklasse B35 of B45 gebruikt.

De voor de dimensionering van betonverhardingen belangrijkste (mechanische) eigenschappen van beton B35 of B45 zijn samengevat in tabel 5.1.

Eigenschap	sterkteklasse	
	B35	B45
Karakteristieke kubusdruksterkte (N/mm ²) na 28 dagen	35	45
Karakteristieke druksterkte (N/mm ²) na 28 dagen van boorkernen uit de verharding	28	36
Karakteristieke splijttreksterkte (N/mm ²) na 28 dagen	2,75	3,25
Karakteristieke buigtreksterkte (N/mm ²)		
na 28 dagen	4,2	4,9
na 90 dagen	4,6	5,3
Elasticiteitsmodulus (N/mm ²)	32500	34500
Volumieke massa (kg/m ³)	2300 – 2400	
Dwarscontractie-coëfficiënt	0,15 – 0,20	
Lineaire thermische uitzettingscoëfficiënt (per °C)	1.10 ⁻⁵ – 1,2.10 ⁻⁵	

Tabel 5.1: Mechanische eigenschappen van wegenbouwbeton; karakteristieke waarden voor 5% onderschrijdingskans (2, 3, 4).

Voor uitgebreide informatie over de bereiding en verwerking van betonmengsels voor verhardingen wordt verwezen naar (5). Na het verwerken dient het verse beton beschermd te worden tegen uitdroging d.m.v. het opspuiten van een zgn. curing compound, natte jutezakken, een dakconstructie o.i.d.

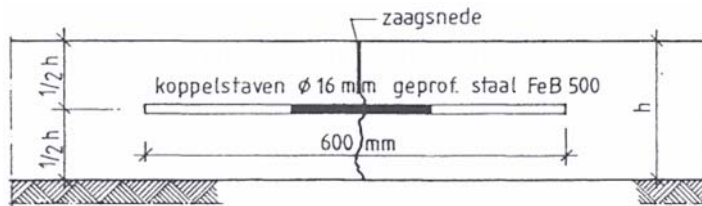
In verhardingen van ongewapend beton moeten voegen aangebracht worden om te voorkómen dat reeds bij de eerste afkoeling van het beton na het storten of later bij temperatuurverlaging in het elastische beton, t.g.v. wrijving met de onderliggende laag, ontoelaatbare trekspanningen optreden die zouden leiden tot zgn. wilde scheuren. Al naar gelang de situatie kent men:

- In dwarsrichting krimpvoegen in de stortstroken en uitzetvoegen bij beëindiging van de verharding (bv. bij de aansluiting op kunstwerken en op andere verhardingstypen)
- In langsrichting krimpvoegen in de stortstroken en constructievoegen tussen aangrenzende stortstroken

Door de dwars- en langsvoegen wordt een ongewapende betonverharding verdeeld in platen. Ter beperking van de temperatuurspanningen (t.g.v. een temperatuurgradiënt) streeft men naar ongeveer vierkante platen met maximale horizontale afmetingen van ca. 5 m bij wegen resp. ca. 7,5 m bij vliegvelden.

Een voorbeeld van een voegenplan is gegeven in figuur 5.2.

moeten liggen, wordt geprofileerd betonstaal met een diameter van 16 mm en een lengte van minimaal 600 mm gebruikt. Aan de beide uiteinden zitten de koppelstaven gehecht aan het beton, het middelste 1/3 gedeelte is echter voorzien van een coating (dus geen hechting) om de optredende horizontale verplaatsingen van de betonplaten over een voldoende grote lengte te spreiden om vloeien van de koppelstaaf te voorkómen (figuur 5.4). Bij krimpvoegen in langsrichting worden meestal 3 koppelstaven per plaatlengte toegepast, bij constructielangsvoegen veelal 5 staven per plaatlengte.



Figuur 5.4: Krimpvoeg in langsrichting met koppelstaaf.

Krimpvoegen worden gemaakt door het zagen van een voegspleet van ca. 3 mm breedte in het verhardende beton. Bij krimpvoegen in langsrichting moet de zaagdiepte 40% à 45% van de betonplaatdikte bedragen en bij krimpvoegen in dwarsrichting ca. 35% van de betonplaatdikte.

De voegen kunnen worden opengelaten (gebruikelijk bij lagere orde wegen) of worden gevuld. In het laatste geval moeten de voegen worden opgezaagd tot een bepaalde breedte en diepte om de voegvulling goed te kunnen aanbrengen en goed te laten functioneren. De voegvulling kan een koud of warm aan te brengen (bitumineus) materiaal of een voegprofiel (holle neopreen- of kunststofstrip) zijn.

Bij wegen varieert de dikte van een ongewapende betonverharding van ca. 180 mm (fietspaden) tot ca. 280 mm (zeer zwaarbelaste autosnelwegen), en bij vliegvelden van 300 tot 400 mm.

5.3 Rekenmodellen voor ongewapende betonverhardingen:

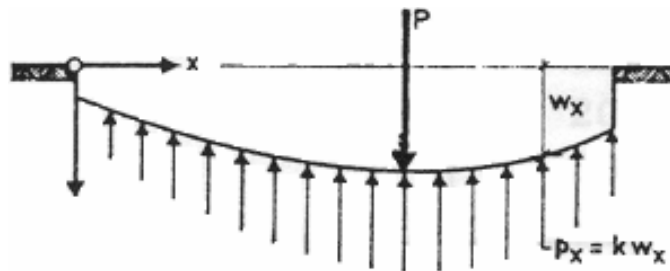
5.3.1 Inleiding:

Het dimensioneren van ongewapende betonverhardingen betreft vooral het correleren van de in de verharding optredende buigtrekspanningen aan de toelaatbare spanningen, rekening houdend met de vermoeiing van het beton. De buigtrekspanningen in de betonverharding worden opgewekt door de herhaalde verkeerslasten en door temperatuurgradiënten.

In deze paragraaf worden kort enkele rekenmodellen behandeld waarmee deze buigtrekspanningen bepaald kunnen worden. Eerst wordt echter ingegaan op de beddingsconstante k_0 van de ondergrond, en de mate waarin deze beddingsconstante k_0 wordt verhoogd door toepassing van een zandbed en een fundering.

5.3.2 Beddingsconstante van de onderbouw:

Eén van de invoerparameters bij de dimensionering van ongewapende betonverhardingen is de draagkracht van de onderbouw (= ondergrond + zandbed + fundering). Bij betonverhardingen wordt de onderbouw veelal gekarakteriseerd als een zware vloeistof, d.w.z. dat in de onderbouw geen schuifspanningen kunnen optreden. De draagkracht van de onderbouw wordt nu uitgedrukt in de beddingsconstante k , die gedefinieerd is als de evenredigheidscoëfficiënt tussen de door de onderbouw geleverde tegendruk (p) en de zakking (w) van een elastische plaat onder een verticale belasting (figuur 5.5).



Figuur 5.5: Definitie van de beddingsconstante k .

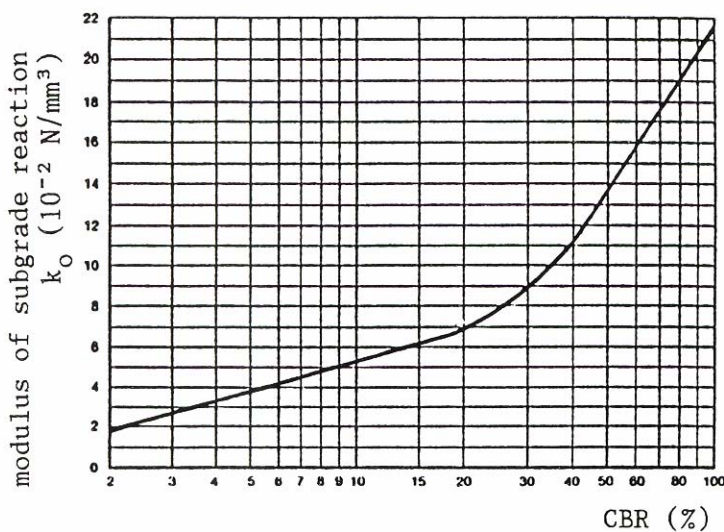
De beddingsconstante k moet in principe in-situ bepaald worden m.b.v. (tijdrovende) statische plaatbelastingsproeven. Vanwege de kosten blijft een dergelijk grondmechanisch onderzoek nogal eens achterwege en wordt de k -waarde op indirecte wijze bepaald (met grotere kans op onnauwkeurigheden).

Tabel 5.2 geeft een indicatie van de beddingsconstante k_0 voor diverse typen ondergrond. Voor een bepaalde ondergrond dient die k_0 waarde aangehouden te worden die de draagkracht het beste weergeeft, gelet op het heersende vochtgehalte, de verdichtingsgraad en de korrelverdeling.

Grondsoort	k_o (N/mm ³)
Goed gegradeerd grind en grind/zand-mengsels, met Weinig of geen fijn	0,08-0,13
Slecht gegradeerd grind, met weinig of geen fijn	0,08-0,13
Grind/zand/klei-mengsels	0,05-0,13
Goed gegradeerd zand en grindig zand, met weinig of geen fijn	0,05-0,10
slecht gegradeerd zand, met weinig of geen fijn	0,04-0,10
zand/klei-mengsels	0,03-0,08
zeer fijn zand, leemhoudend zand	0,03-0,05
vaste klei	0,01-0,03
slappe klei en veen	0,00-0,01

Tabel 5.2: Globale waarden van de beddingsconstante k_o van diverse typen ondergrond (3).

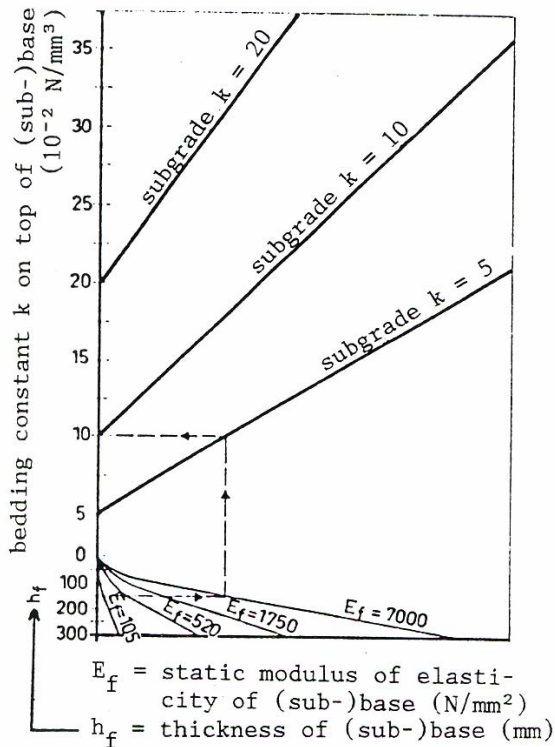
Indien van de ondergrond wel de resultaten van CBR-proeven beschikbaar zijn, dan kan m.b.v. figuur 5.6 eveneens een indicatie van de k_o waarde verkregen worden.



Figuur 5.6: Globaal verband tussen de beddingsconstante k_o en de CBR-waarde (3).

De opwaardering van de k_o -waarde van de ondergrond door het zandbed en de fundering kan bepaald worden met figuur 5.7. De beddingsconstante k aan de bovenzijde van elke opgebrachte laag wordt gevonden uit de beddingsconstante aan de bovenzijde van de onderliggende laag, en de dikte h (mm) en de elasticiteitsmodulus E (N/mm²) van de beschouwde laag. Deze procedure dient zowel voor het zandbed als voor de fundering uitgevoerd te worden, zodat uiteindelijk de beddingsconstante k van de volledige

onderbouw, dus de feitelijke ondersteuning van de betonverharding, wordt gevonden.



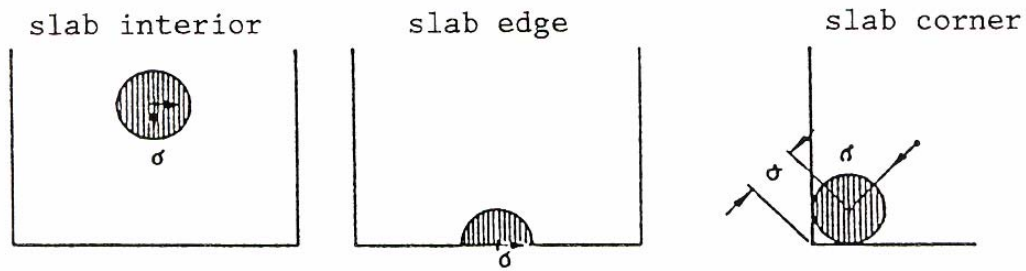
Voorbeeld: zandondergrond: $k_0 = 0,05 \text{ N/mm}^3$
 zandbed, $h = 500 \text{ mm}$, $E = 100 \text{ N/mm}^2$: $k = 0,055 \text{ N/mm}^3$
 schraal beton fundering, $h = 150 \text{ mm}$, $E = 8000 \text{ N/mm}^2$:
 $k = 0,105 \text{ N/mm}^3$

Figuur 5.7: Nomogram voor het bepalen van de beddingsconstante bij toepassing van een tussen- of funderingslaag (4).

5.3.3 Spanningen t.g.v. verkeersbelastingen:

De basis voor de dimensionering van ongewapende betonverhardingen is gelegd door Westergaard in 1926. In de theorie van Westergaard wordt één continu ondersteunde plaat (zonder krachtsoverdracht naar aangrenzende platen) van de betonverharding in beschouwing genomen. Deze plaat ligt op een elastische onderbouw, die gekarakteriseerd wordt door de beddingsconstante k (zie 5.3.2).

Westergaard heeft formules afgeleid voor de maximale buigtrekspanningen in de betonplaat en de maximale verplaatsingen van de betonplaat t.g.v. een wiellast in het midden, langs de rand of in een hoek van de plaat (figuur 5.8). Bij belasting in het plaatmidden of langs de plaatrand treedt de maximale buigtrekspanning onderin de betonplaat, in het centrum van de wiellast op en bij belasting in de plaathoek bovenin de betonplaat op enige afstand (ordegrootte 1 m) van de plaathoek.



Figuur 5.8: Belastinggevallen in de theorie van Westergaard.

Voor de dimensionering van ongewapende betonverhardingen is het belastinggeval 'plaatrand' het belangrijkste. Voor dit belastinggeval bestaan talloze verschillende Westergaard-formules. De meest correcte formules (die nagenoeg hetzelfde resultaat opleveren) zijn 2 zgn. 'nieuwe' formules uit 1948:

Cirkelvormig contactoppervlak:

$$\sigma_v = \frac{3(1+\nu)P}{\Pi(3+\nu)h^2} \left\{ \ln\left(\frac{Eh^3}{100ka^4}\right) + 1,84 - \frac{4}{3}\nu + \frac{1-\nu}{2} + 1,18(1+2\nu)\frac{a}{l} \right\} \quad (5.1a)$$

Half-cirkelvormig contactoppervlak:

$$\sigma_v = \frac{3(1+\nu)P}{\Pi(3+\nu)h^2} \left\{ \ln\left(\frac{Eh^3}{100ka_2^4}\right) + 3,84 - \frac{4}{3}\nu + 0,5(1+2\nu)\frac{a_2}{l} \right\} \quad (5.1b)$$

Waarin:

- σ_v = buigtrekspanning (N/mm²) onderin de betonplaat
- P = wiellast (N)
- p = contactspanning (N/mm²)
- $a = \sqrt{P/\Pi p}$ = straal (mm) van het cirkelvormig contactoppervlak
- $a_2 = \sqrt{2P/\Pi p}$ = straal (mm) van het half-cirkelvormig contactoppervlak
- E = elasticiteitsmodulus (N/mm²) van beton
- ν = dwarscontractiecoëfficiënt (-) van beton
- h = dikte (mm) van de betonplaat
- k = beddingsconstante (N/mm³) van de onderbouw
- $l = \{(Eh^3)/12(1-\nu^2)k\}^{1/4}$ = relatieve stijfheidsstraal (mm) van de betonplaat

Uit de formules 5.1a en 5.1b komt naar voren dat bij randbelasting van een betonplaat de maximale buigtrekspanning σ_v hoofdzakelijk wordt bepaald door de grootte van de enkele wiellast en de dikte h van de betonplaat. De overige factoren zijn van ondergeschikt belang.

Opgemerkt wordt nog dat de grootte (d.w.z. lengte en breedte) van de betonplaat niet in de formules 5.1a en 5.1b zit omdat deze formules slechts gelden voor relatief grote betonplaten, met afmetingen ten minste $8l \times 8l$ (met l = relatieve stijfheidsstraal van de betonplaat). Ofschoon in de moderne betonwegenbouw de betonplaten kleiner zijn dan $8l \times 8l$ worden formule 5.1a en 5.1b in de gangbare dimensioneringsmethoden toch aangehouden voor de berekening van de verkeerslastspanningen.

De hanteerbaarheid van de formules van Westergaard is sterk verbeterd doordat Pickett en Ray hiervoor invloedskaarten hebben opgesteld. Met behulp van deze invloedskaarten is het ook mogelijk om in een punt de buigtrekspanning of verplaatsing t.g.v. een samengestelde last (bv. een wiel met dubbellucht, een tandem- of triple-as of een landingsgestel van een vliegtuig) te bepalen.

In figuur 5.9 is de invloedskaart van Pickett of Ray voor het buigend moment langs de plaatrand (belastinggeval plaatrand) gegeven. In deze invloedskaart dient (het contactvlak van) de wiellast op schaal ingetekend te worden, waartoe op de kaart de relatieve stijfheidsstraal l als referentie is aangegeven. De buigtrekspanning σ_v onderin de betonplaat t.g.v. een wiellast P wordt gevonden uit het buigend moment M met de formule:

$$\sigma_v = \frac{M}{\frac{1}{6}h^2} = \frac{6pl^2N}{1000h^2} (N/mm^2) \quad (5.2)$$

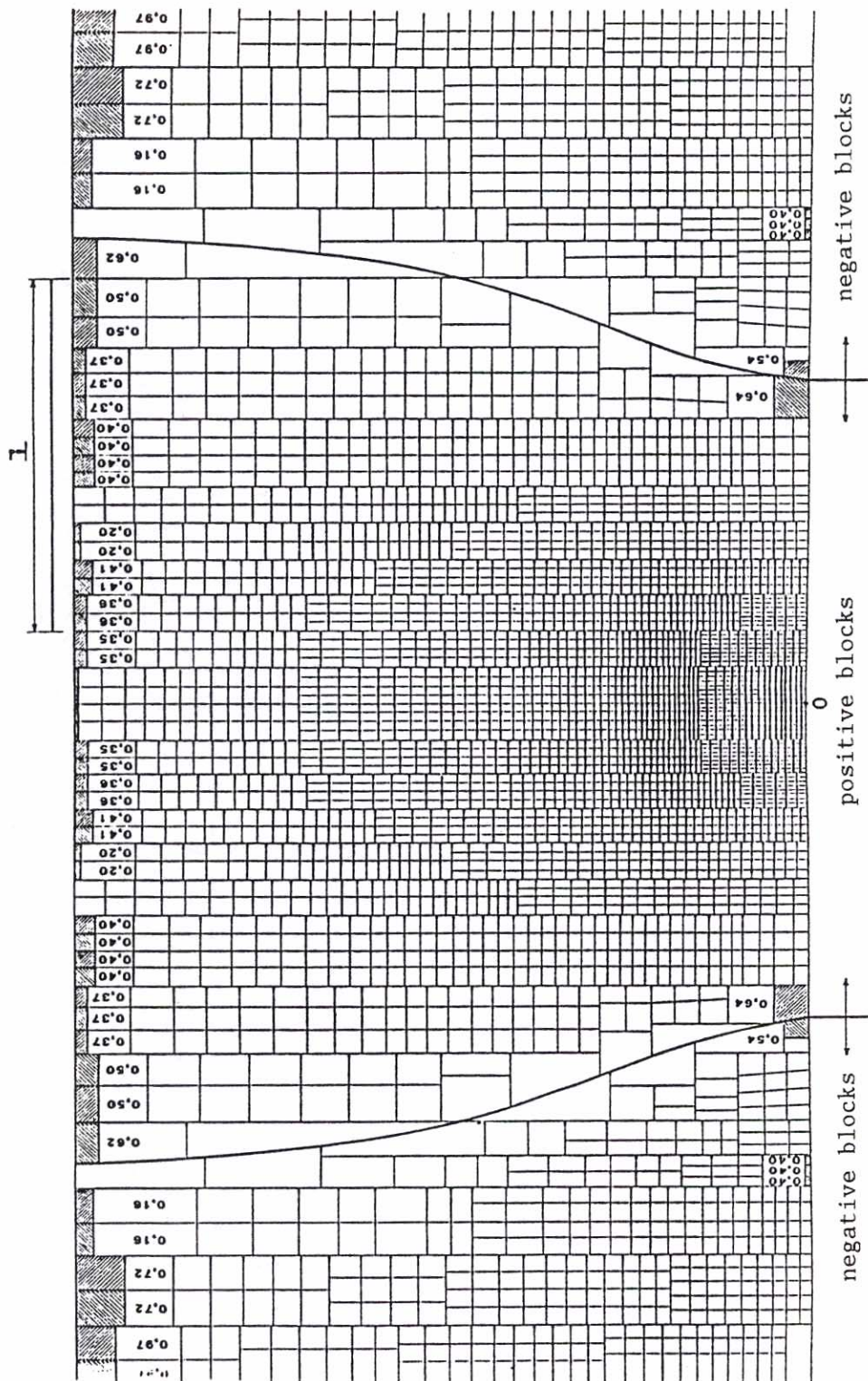
Waarin:

p = contactspanning (N/mm^2) van wiellast P

l = relatieve stijfheidsstraal (mm) van de betonplaat

h = dikte (mm) van de betonplaat

N = aantal hokjes op de invloedskaart, bedekt door wiellast P



Figuur 5.9: Invloedskaart van Pickett en Ray voor het buigend moment langs de plaatrand.

De formules 5.1 en 5.2 gelden voor één enkele betonplaat. Bij ongewapende betonverhardingen is er echter sprake van een aantal achter en/of naast elkaar gelegen betonplaten waartussen zich voegen bevinden. In deze voegen vindt een zeker mate van krachtsoverdracht plaats (van de direct belaste plaat naar de aangrenzende plaat), afhankelijk van de voegwijdte, de hoeveelheid gepasseerd verkeer en de constructie van de voeg (aggregate interlock van de gescheurde voeg en aanwezige deuvels of koppelstaven). De mate van krachtsoverdracht in een voeg (W) is door Teller en Sutherland gedefinieerd als:

$$W = 100 \frac{2w_0}{w_b + w_0} \quad (5.3)$$

Waarin:

W = voegeffectiviteit (%) t.a.v. deflecties

w_b = deflectie (mm) van de voegrand van de direct door wiellast P belaste betonplaat

w_0 = deflectie (mm) van de voegrand van de aangrenzende plaat

In voegen zonder deuvels neemt de voegeffectiviteit W af van 70 à 90% direct na aanleg tot 10 à 30% op lange termijn vanwege slijtage van de doorgescheurde voegen door de herhaalde verkeersbelasting. In dimensioneringsberekeningen wordt de effectiviteit W van onverdeuvelde voegen veiligheidshalve meestal gesteld op 0%, m.a.w. een vrije plaatrand. Bij krimpvoegen met deuvels is de achteruitgang van de voegeffectiviteit minder groot. Op lange termijn kan gerekend worden op een effectiviteit W van 50 à 60%.

In analogie met de voegeffectiviteit W t.a.v. deflecties kan een voegeffectiviteit W^1 t.a.v. buigtrekspanningen worden gedefinieerd als:

$$W^1 = 100 \frac{2\sigma_{vo}}{\sigma_{vb} + \sigma_{vo}} \quad (5.4)$$

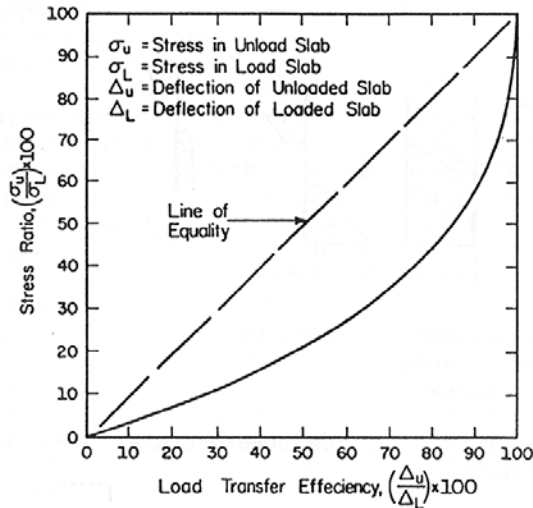
Waarin:

W^1 = voegeffectiviteit (%) t.a.v. buigtrekspanningen

σ_{vb} = buigtrekspanning (N/mm^2) in de voegrand van de direct door wiellast P belaste betonplaat

σ_{vo} = buigtrekspanning (N/mm^2) in de voegrand van de aangrenzende plaat

De voegeffectiviteit W^1 m.b.t. buigtrekspanningen blijkt aanzienlijk kleiner te zijn dan de voegeffectiviteit m.b.t. deflecties (figuur 5.10).



Figuur 5.10: Buigspanningen in verhouding tot deflecties bij verdeutelde betonplaten.

Voorbeeld:

Stel $W = 60\%$

Formule 5.3: $w_o = 0,43 w_b$

Figuur 5.10: $\Delta u / \Delta l = w_o / w_b = 0,43 \rightarrow \sigma_u / \sigma_l = \sigma_{vo} / \sigma_{vb} = 0,17$

Formule 5.4: $W^1 = 30\%$

De krachtsoverdracht in de voegen wordt bij de dimensionering van ongewapende betonverhardingen in rekening gebracht door in de formules van Westergaard niet de echte wiellast P maar een gereduceerde wiellast P_r in te voeren volgens:

$$P_r = \left(1 - \frac{1}{2} W / 100\right) \cdot P = \left(1 - \frac{W}{200}\right) \cdot P \quad (5.5)$$

$$P_r = \left(1 - \frac{1}{2} W^1 / 100\right) \cdot P = \left(1 - \frac{W^1}{200}\right) \cdot P \quad (5.6)$$

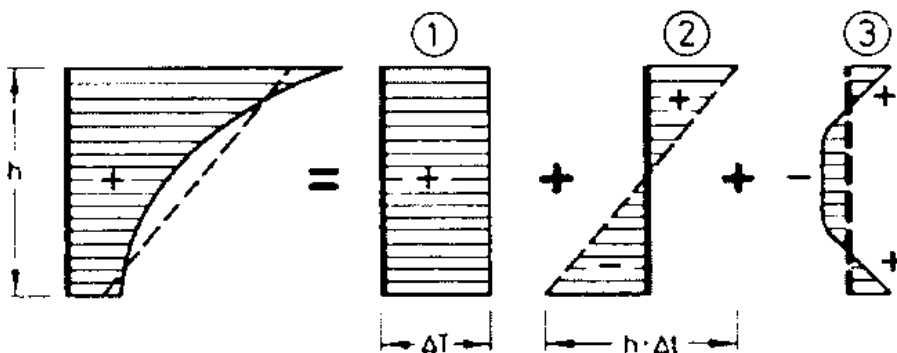
of

In de door de Vereniging Nederlandse Cementindustrie (VNC) ontwikkelde methode voor de dimensionering van ongewapende betonverhardingen (3) is voor de krachtsoverdracht in de voegen een relatie opgenomen welke gebaseerd is op de formules 5.4 en 5.6 en figuur 5.10, rekening houdend met de cumulatieve verkeersbelasting die op de te dimensioneren weg wordt verwacht.

5.3.4 Spanningen t.g.v. temperatuurgradiënten:

Bij betonverhardingen moet rekening gehouden worden met temperatuurvariaties over de hoogte van de betonplaat (figuur 5.11), daar deze leiden tot spanningen in de plaat. Deze temperatuurspanningen zijn te onderscheiden in:

1. spanningen t.g.v. een temperatuurverandering ΔT die constant is over de hoogte van de betonplaat
2. spanningen t.g.v. een temperatuurgradiënt Δt die constant is over de hoogte van de betonplaat
3. spanningen t.g.v. een onregelmatig temperatuurverloop over de hoogte van de betonplaat.



- 1 = gelijkmatige temperatuurverhoging ΔT
 2 = positieve temperatuurgradiënt Δt
 3 = onregelmatig temperatuurverloop

Figuur 5.11: Temperatuurverloop in een betonverharding bij verwarming aan de bovenzijde.

Een gelijkmatige temperatuurverhoging of –verlaging ΔT leidt tot druk- resp. trekspanningen in de betonplaat als gevolg van wrijving van de plaat met de onderliggende laag. Vanwege de beperkte plaatafmetingen zijn deze spanningen bij ongewapende betonverhardingen echter verwaarloosbaar klein.

Een onregelmatig temperatuurverloop leidt tot zgn. eigenspanningen, die alleen relevant zijn bij zeer grote plaatdikten. Bij ongewapende betonverhardingen voor wegen en vliegvelden kunnen ook deze eigenspanningen verwaarloosd worden.

De temperatuurgradiënten Δt leiden tot buigspanningen in de betonplaat, die van dezelfde grootte-orde zijn als de door het verkeer veroorzaakte buigspanningen. De temperatuurgradiënt-spanningen dienen dan ook meegenomen te worden bij de dimensionering van ongewapende betonverhardingen.

De temperatuurgradiënt Δt is gedefinieerd als:

$$\Delta t = \frac{T_b - T_o}{h} \quad (5.7)$$

Waarin:

T_b = temperatuur ($^{\circ}\text{C}$) aan de bovenzijde van de betonplaat

T_o = temperatuur ($^{\circ}\text{C}$) aan de onderzijde van de betonplaat

h = dikte (mm) van de betonplaat

Voor de dimensionering van ongewapende betonverhardingen in Nederland zijn alleen de positieve temperatuurgradiënten van belang omdat:

1. positieve gradiënten hoofdzakelijk overdag optreden, tezamen met (het overgrote deel van) het vrachtverkeer
2. zowel positieve gradiënten als de verkeersbelasting leiden tot buigtrekspanningen aan de onderzijde van de betonplaat

Er bestaan vele theorieën voor het berekenen van de buigtrekspanningen t.g.v. een positieve temperatuurgradiënt Δt , o.m. van Westergaard-Bradbury en van Eisenmann (6).

In de VNC-ontwerpmethode voor ongewapende betonverhardingen (3) wordt echter een andere berekeningswijze gehanteerd, vanuit de gedachte dat het maatgevende punt van de verharding ergens langs de rand van de betonplaat ligt waar een één-assige spanningstoestand heerst (evenwijdig aan de rand).

Een positieve temperatuurgradiënt leidt tot een opbolling van de betonplaat. Bij een kleine gradiënt is deze opbolling kleiner dan de indrukking van de onderbouw (gekaracteriseerd door de beddingsconstante k) door het eigen gewicht van de betonplaat, m.a.w. in dit geval blijft de betonplaat continu ondersteund. In dit geval geldt voor de buigtrekspanning aan de onderzijde van de betonplaat in het midden van de rand (7):

$$\sigma_t = \alpha/2 \cdot h \cdot E \cdot \Delta t \quad (5.8)$$

Waarin:

σ_t = buigtrekspanning (N/mm^2)

α = lineaire thermische uitzettingscoëfficiënt ($^{\circ}\text{C}^{-1}$) van beton

h = dikte (mm) van de betonplaat

E = elasticiteitsmodulus (N/mm^2) van beton

Δt = kleine positieve temperatuurgradiënt ($^{\circ}\text{C}/\text{mm}$) in de betonplaat

Bij een positieve temperatuurgradiënt Δt groter dan een zekere grenswaarde Δt_g komt de plaatrand los van de onderbouw en wordt alleen nog maar aan de uiteinden ondersteund over een bepaalde opleglengte. In dit geval geldt voor

de buigtrekspanning aan de onderzijde van de betonplaat in het midden van de rand:

$$\sigma_t = 1,8 \cdot 10^{-5} L_0^2 / h \quad (5.9)$$

Waarin:

σ_t = buigtrekspanning (N/mm²)

h = dikte (mm) van de betonplaat

L_0 = theoretische overspanning (mm) van de betonplaat

$$L_0 = L - 3 \sqrt{\frac{h}{k \cdot \Delta t}}$$

met:

L = plaatlengte of – breedte (mm)

k = beddingsconstante (N/mm³) van de betonplaat

Δt = grote positieve temperatuurgradiënt (°C/mm) in de betonplaat

De grenswaarde van de temperatuurgradiënt Δt_g volgt uit gelijkstelling van de formules 5.8 en 5.9.

5.4 VNC Ontwerpmethode:

5.4.1 Algemeen:

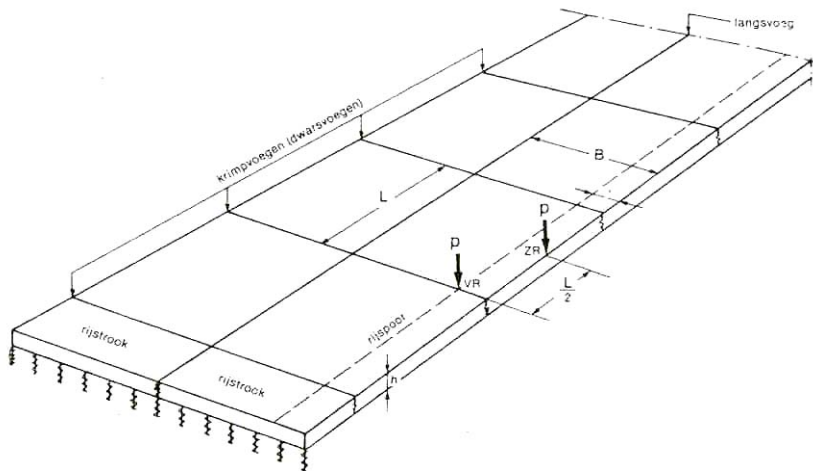
In deze paragraaf zal de in Nederland gehanteerde ontwerpmethode voor ongewapende betonverhardingen, die ontwikkeld is door de Vereniging Nederlandse Cementindustrie (3), kort toegelicht worden.

Het in deze methode aangehouden ontwerpmodel is gegeven in figuur 5.12.

In dit model zijn 2 voor de dimensionering mogelijk maatgevende plaatsen van de zwaarst belaste rijstrook aangegeven, nl.

ZR = het midden van de lange zijde van de betonplaat (vrije plaatrand of langsvoeg)

VR = het rijspoor t.p.v. de dwarsvoeg met krachtsoverdracht

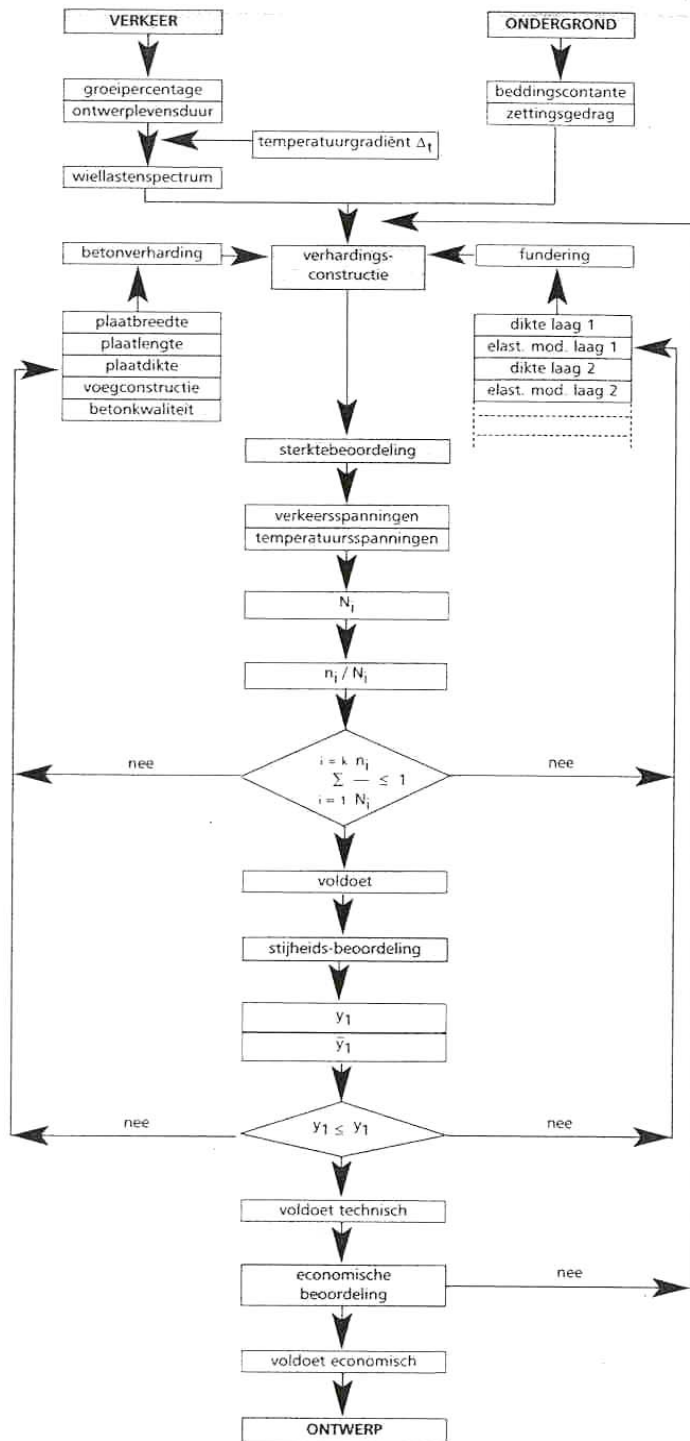


Figuur 5.12: Ontwerpmodel van een ongewapende betonverharding met maatgevende verkeersbelastingsgevallen.

Bij de dimensionering van de ongewapende betonverharding wordt onderscheid gemaakt tussen:

- a. beoordeling op sterkte (ter voorkóming van scheurvorming): bepaling van de benodigde dikte van de betonplaat volgend uit een sterktecriterium dat wordt bepaald door de optredende buigtrekspanningen en de vermoeiingssterkte van het beton
- b. beoordeling op stijfheid (ter voorkóming van onvlakheid/trapjesvorming t.p.v. de dwarsvoegen): bepaling van de benodigde dikte van de betonplaat volgend uit een stijfheids criterium dat wordt bepaald door de maximaal toelaatbare doorbuiging van de plaat ter plaatse van de voegen in de verharding.

Bij de dimensionering moet eerst een constructie worden aangenomen (afmetingen en dikte betonplaten, beton sterkteklasse, dikte en elasticiteitsmodulus van fundering en zandbed, beddingsconstante van de ondergrond, etc.). Als na de analyse blijkt dat deze constructie niet voldoet, moet de analyse herhaald worden voor een gewijzigde constructie-opbouw. Het stroomschema van de dimensioneringsprocedure is gegeven in figuur 5.13. Een aantal elementen uit dit schema worden hierna toegelicht.



Figuur 5.13: Stroomschema VNC dimensioneringsprocedure voor ongewapende betonverhardingen (3).

5.4.2 Verkeersbelasting:

Allereerst dient het cumulatief aantal herhalingen van de zware (vrachtauto)aslasten op de ontwerpstrook (zwaarst belaste rijstrook) gedurende de geplande levensduur van de weg (20 à 40 jaar) bepaald te worden. Slechts een beperkt deel van dit cumulatieve aantal aslastherhalingen rijdt in het rijspoor, punt VR in figuur 5.12 (40 à 50%), c.q. direct over de lange zijrand of langsvoeg, punt ZR in figuur 5.12 (0% à 15%, afhankelijk van de geometrie van de weg).

Verder dient de aslast- c.q. wiellastfrequentie van het zware verkeer bekend te zijn of aangenomen te worden. Hierbij wordt aangetekend dat dit zo realistisch mogelijk moet geschieden; onderschatting van de daadwerkelijk optredende wiellasten kan snel tot ernstige structurele schade (scheurvorming) in de betonverharding leiden vanwege de gevoeligheid van beton voor overbelasting (bros materiaalgedrag).

Ter illustratie zijn in tabel 5.3 enkele theoretische frequentieverdelingen gegeven die zijn afgeleid van daadwerkelijke aslastmetingen op autosnelwegen.

Aslast- klasse (kN)	Wiellast- Klasse (kN)	Frequentieverdeling (%)			
0 – 20	0 – 10	11,00	7,60	5,40	4,00
20 – 40	10 – 20	26,00	25,00	22,00	15,00
40 – 60	20 – 30	33,00	30,00	29,00	26,00
60 – 80	30 – 40	17,00	18,00	20,00	27,00
80 – 100	40 – 50	8,50	11,00	12,00	14,00
100 – 120	50 – 60	3,80	6,10	7,70	8,40
120 – 140	60 – 70	0,61	1,80	3,00	4,40
140 – 160	70 – 80	0,07	0,41	0,75	1,00
160 – 180	80 – 90	0,02	0,07	0,10	0,12
> 180	> 90	0,00	0,02	0,05	0,08

Tabel 5.3: Representatieve aslast- c.q. wiellastspectra van vrachtauto's op autosnelwegen in Nederland (8).

5.4.3 Temperatuurgradiënt:

In de VNC dimensioneringsmethode is een standaard frequentieverdeling van de (positieve) temperatuurgradiënt opgenomen, die aangehouden kan worden bij de dimensionering van ongewapende betonverhardingen voor wegen (tabel 5.4). Bij vliegvelden zullen de temperatuurgradiënten kleiner zijn vanwege de grotere dikte van de betonplaten.

Temperatuurgradiënt Δt (°C/mm)	Frequentieverdeling (%)
0,00	71
0,01	17
0,02	6
0,03	3
0,04	2
0,05	1

Tabel 5.4: Standaard temperatuurgradiënt frequentieverdeling uit VNC-methode (3).

5.4.4 Sterkte-beoordeling:

In de twee mogelijk maatgevende punten van de betonplaat (VR en ZR, zie figuur 5.12) dient per positieve temperatuurgradiënt Δt_i de temperatuurspanning σ_{ti} berekend te worden volgens de in paragraaf 5.3.4 beschreven methodiek.

Eveneens dient in de punten VR en ZR per wiellastgrootte P_i m.b.v. formule 5.1 de verkeerslastspanning σ_{vi} berekend te worden, daarbij rekening houdend met de eventueel aanwezige krachtsoverdracht in de beschouwde voegrand volgens de in paragraaf 5.3.3 beschreven methodiek (voegeffectiviteit W^1).

Vervolgens wordt voor de punten VR en ZR een vermoeiingsanalyse uitgevoerd door voor elke combinatie van wiellastgrootte P_i en temperatuurgradiënt Δt_i het toelaatbaar aantal lastherhalingen N te bepalen m.b.v. de volgende vermoeiingsrelatie voor beton (50% vermoeiingslijn, dus gemiddelde relatie):

$$\log N_i = \frac{12,903 (0,995 - \sigma_{\max_i} / fbtg)}{1,000 - 0,7525 \sigma_{\min_i} / fbtg} \text{ met } 0,5 \leq \sigma_{\max} / fbtg \leq 0,83 \quad (5.10)$$

Waarin:

N_i = toelaatbaar aantal herhalingen van de wiellast P_i c.q. verkeerslastspanning σ_{vi} tot breuk bij aanwezigheid van een temperatuurgradiënt-spanning σ_{ti}

σ_{\min_i} = minimale optredende buigtrekspanning ($=\sigma_{ti}$)

σ_{\max_i} = maximale optredende buigtrekspanning ($=\sigma_{vi} + \sigma_{ti}$)

$fbtg$ = gemiddelde korteduur buigtreksterkte (N/mm^2) van ongewapend beton:

$$fbtg = 1,4 (1,6-h/1000) (1,05 + 0,05B)$$

met: h = dikte (mm) van de betonplaat

B = beton sterkteklasse

Het dimensioneringscriterium (scheurvorming ontstaat) is de cumulatieve beschadigingsregel van Miner:

$$\sum \frac{n_i}{N_i} = 1,0 \quad (5.11)$$

Waarin:

n_i = optredend aantal herhalingen gedurende de levensduur van de wiellast P_i c.q. verkeerslastspanning σ_{vi} bij aanwezigheid van een temperatuurgradiëntspanning σ_{ti}

N_i = toelaatbaar aantal herhalingen van de wiellast P_i c.q. verkeerslastspanning σ_{vi} tot breuk bij aanwezigheid van een temperatuurgradiëntspanning σ_{ti}

5.4.5 Stijfheidsbeoordeling:

Ter voorkoming van onvlakheid (trapjesvorming) t.p.v. de dwarsvoegen in de ongewapende betonverharding worden eisen gesteld aan de deflectie (doorbuiging) van de voegrand in het rijspoor (punt VR in figuur 5.12) t.g.v. de verkeersbelasting. Volgens Westergaard is de deflectie van de dwarsvoegrand (9):

$$w_b = \lambda \cdot \left(1 - \frac{W}{200}\right) \frac{P}{kl^2} \quad (5.12)$$

Waarin:

w_b = deflectie (mm) van de belaste dwarsvoegrand

λ = parameter (-); bij één enkele wiellast op de plaat en dwarscontractiecoëfficiënt ν van beton = 0,15: $\lambda = 0,431$

W = voegeffectiviteit (%) m.b.t. deflecties (zie paragraaf 5.3.3)

P = grootte wiellast (N); hier te gebruiken: $P = 50 \text{ kN} = 50000 \text{ N}$

k = beddingsconstante (N/mm^3) van de onderbouw

l = relatieve stijfheidsstraal (mm) van de betonplaat

De toelaatbare deflectie is afhankelijk van de verkeersbelasting (9):

$$\overline{w_b} = -0,3 \log n_{eq} + 2,7 \quad (5.13)$$

Waarin:

$\overline{w_b}$ = toelaatbare deflectie (mm) van de belaste dwarsvoegrand

n_{eq} = aantal equivalente 50 kN wiellasten gedurende de levensduur van de verharding, berekend volgens

$$n_{eq} = \sum_{i=1}^j \left(\frac{P_i}{50}\right)^4 \cdot n_i$$

met P_i = grootte wiellast (kN)

n_i = aantal herhalingen van de wiellast P_i gedurende de

levensduur van de verharding

Het dimensioneringscriterium luidt:

$$w_b \leq \overline{w}_b \quad (5.14)$$

5.4.6 Slotopmerking:

De hier beschreven VNC dimensioneringsmethode voor ongewapende betonverhardingen is beschikbaar in de vorm van een tweetal computerprogramma's, nl. VENCON (wegverhardingen) en VENCIN (industriële verhardingen).

5.5 Literatuur:

- 1 Standaard RAW bepalingen 2000
Stichting CROW, Ede, 2000
- 2 Voorschriften Beton – Technologie (VBT 1986)
NEN 5950, Nederlands Normalisatie-instituut, Delft, 1986
- 3 Handleiding Betonwegen
Vereniging Nederlandse Cementindustrie (VNC), 's-Hertogenbosch, 1993
- 4 Plattelandswegen van beton
Vereniging Nederlandse Cementindustrie (VNC), 's-Hertogenbosch, 1997
- 5 Betonwegen in de praktijk
Vereniging van Cementbeton Wegenbouwers (VCW)/ Stichting CROW, Ede, 1994
- 6 Eisenmann, J.
Betonfahrbahnen – Entwurf, Berechnung, Ausführung
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin/München/Düsseldorf, 1979
- 7 Leewis, M.
Theoretische kennis leidt tot praktisch resultaat
Betonwegen-nieuws nr. 89, september 1992, pp. 20-22
- 8 Handleiding Wegenbouw – Ontwerp Verhardingen
Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft, 1998
- 9 Leewis, M. en H.E. van der Most
Het stijfheids criterium voor ongewapende betonverhardingen
Betonwegen-nieuws nr. 58, december 1984, pp. 12–16