

# 5 Krachtswerking

## 5.1 Mechanisch gedrag van gebouwen

Gebouwen moeten de daarop werkende krachten, zoals het eigen gewicht en windkrachten, via de samenstellende onderdelen van het gebouw afdragen naar de ondergrond. Hierdoor treden in deze onderdelen zeer kleine vervormingen op die voor het blote oog meestal niet zichtbaar zijn. Om het mechanisch gedrag van een gebouw te kunnen bepalen, wordt gebruik gemaakt van de toegepaste mechanica, waarbij een relatie wordt gelegd tussen de krachten die op een gebouw werken en de daarbij behorende vervormingen. Hiertoe moet het begrip spanning worden geïntroduceerd, dat kort wordt besproken in paragraaf 5.2.

Bij lijnvormige constructie-onderdelen zoals balken en kolommen, kan het effect van de spanningen, die in een normale doorsnede optreden, worden gesplitst in een aantal grootheden die als snedekrachten worden aangeduid (normaalkracht, dwarskracht en buigend moment). Deze grootheden worden kort besproken in paragraaf 5.3. Bij vlakke constructie-onderdelen zoals muren, kan men deze drie begrippen met enige goede wil ook nog hanteren, het is echter minder gebruikelijk.

## 5.2 Spanningen

Het gehele gedrag van de woningen wordt getoetst aan de spanningen die in de muren van een woning optreden. Schade door scheurvorming mag worden verwacht als de trekspanningen plaatselijk groter worden dan de treksterkte van het metselwerk. In het navolgende worden enkele begrippen uit de spanningsleer nader toegelicht.

In fig. 14 van paragraaf 4.2 is het begrip 'spanning' terloops geïntroduceerd als de totale kracht die op een oppervlak werkt, gedeeld door de grootte van dat oppervlak;  $\sigma = F/A$ . Een en ander ligt echter wat gecompliceerder. In fig. 22a is een lichaam aangegeven dat zich in rust bevindt onder invloed van enkele daarop werkende krachten. Men kan hierbij denken aan een kiezelsteen in een grindhoop, die ook maar op enkele punten contact maakt met de omringende kiezelstenen en via deze paar punten alle daarop werkende krachten moet overbrengen. Ten gevolge van het overdragen van deze krachten via het lichaam, ontstaan hierin vervormingen die continu verlopen. Alle deeltjes van de materie oefenen krachtjes uit op de nabijgelegen deeltjes. Uiteraard kunnen deze krachtjes in bepaalde delen van het lichaam ook gelijk zijn aan nul.

Denkt men zich het lichaam via een willekeurige snede in tweeën verdeeld, dan moet elk van deze delen ook in evenwicht zijn, zie fig. 22b. Dit betekent dat op deel 1 inwendige krachtjes werken die dat deel in evenwicht houden. Deze krachtjes moeten door deel 2 worden geleverd. Omgekeerd moeten op deel 2 tegengesteld gerichte krachtjes werken die door deel 1 worden geleverd. Deze inwendige krachtjes moeten dus steeds paarsgewijs optreden: actie = reactie.

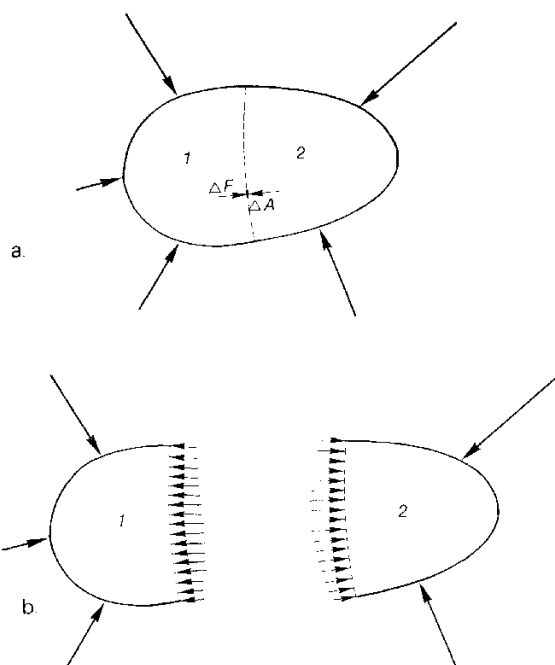


Fig. 22  
Het overdragen van krachten door een lichaam veroorzaakt daarin spanningen.

- Lichaam in evenwicht onder invloed van enkele daarop werkende krachten.
- Na het aanbrengen van een (denkbeeldige) snede moet elk deel in evenwicht blijven door de in het snedevlak optredende spanningskrachtjes, tezamen met de uitwendige krachten die op dat deel werken.

Men beschouwt nu een klein oppervlak  $\Delta A$  in het snedevlak waarop een resulterend krachtje  $\Delta F$  zal werken. Als de spanning in een punt definieert men nu: de kracht per eenheid van oppervlak, als dit oppervlak tot nul nadert, zie fig. 23a. Bij berekeningen is het gebruikelijk om alleen horizontale en verticale oppervlakjes te beschouwen en de spanningen hierbij te splitsen in een component die loodrecht op het vlakje staat: de normaalspanning  $\sigma$ , en een component die in het beschouwde vlakje ligt: de schuifspanning  $\tau$ , zie fig. 23b. Aan de hand van deze uitkomst kunnen ook de spanningen worden berekend die werken op vlakjes met een andere richting. Hoewel de spanningen zeer gelijkmatig over een oppervlakte zijn verdeeld, zoals aangegeven in fig. 22b, is het gebruikelijk om de spanningen die op een vlakje werken maar door één pijl aan te geven, zoals in fig. 23.

Als men van een muur in aanzicht een betrekkelijk klein elementje beschouwt, bijv.  $100 \times 100 \text{ mm}^2$ , dan kunnen de spanningen op de zijvlakjes van zo'n elementje wel als constant worden beschouwd. Hierbij kunnen de horizontale en verticale normaalspanningen, resp.  $\sigma_h$  en  $\sigma_v$ , twee aan twee, onafhankelijk van elkaar variëren. De schuifspanningen op onderling loodrechte vlakjes zijn echter even groot en twee aan twee naar dezelfde hoek toe gericht en bij de daaropvolgende hoek van elkaar af gericht, zie fig. 23c.

Als men uitgaande van de gevonden spanningscombinatie nagaat welke spanningen op vlakjes in andere richtingen optreden, dan blijken er twee onderling loodrechte richtingen te bestaan waar de normaalspanningen hun grootste en kleinste waarde bereiken en de schuifspanningen tegelijkertijd gelijk aan nul worden. Deze richtingen worden de hoofdrichtingen genoemd en de bijbehorende normaalspanningen de hoofdspansingen, zie fig. 23d. Grootste en kleinste waarde van de spanningen is algebraïsch bedoeld; als de spanningen een tegengesteld teken hebben, dus trek (+) en druk (-) dan betreft het de grootste trekspanning en de grootste drukspanning, uiteraard betrokken op één en hetzelfde stukje van de muur. Op andere plaatsen zullen zowel de hoofdrichtingen als de hoofdspansingen weer andere waarden bezitten. In alle overzichtsfiguren van spanningen in muren zijn steeds de hoofdspansingen in grootte en richting uitgezet.

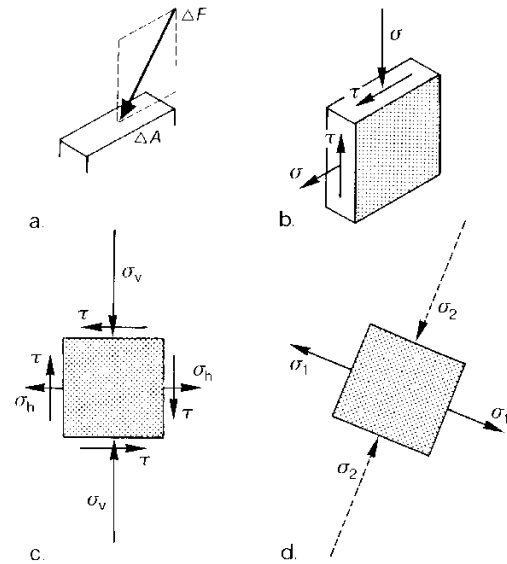


Fig. 23  
Spanningen.

- Definitie van spanning:  $\sigma = \lim \Delta F / \Delta A$  voor  $\Delta A \rightarrow 0$ .
- Splitsing van de spanning op een zijvlakje van een elementje in normaalspanningen  $\sigma$  en schuifspanningen  $\tau$ .
- Normaal- en schuifspanningen op een elementje met horizontale en verticale zijvlakjes.
- Hoofdspansingen en hoofdrichtingen (zelfde spanningstoestand als in c.). Hoofdtrekspanningen  $\sigma_1$ , getrokken, hoofddrukspanningen  $\sigma_2$  gestippeld, op overeenkomstige wijze als aangegeven in de figuren 31, 37 en 38.

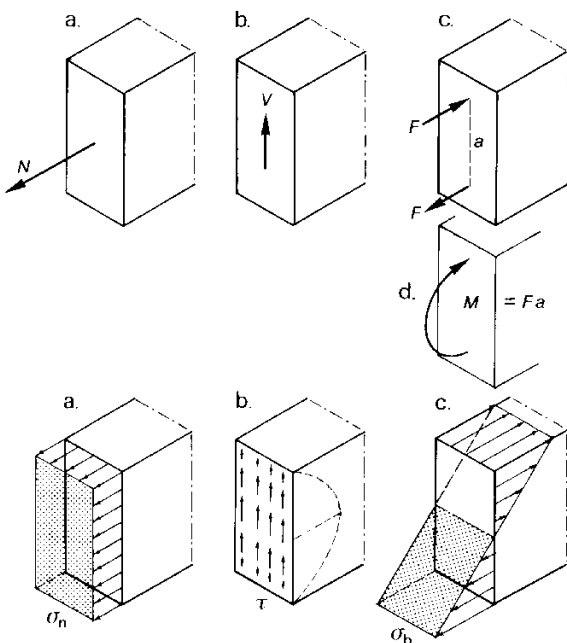


Fig. 24  
Symbolische aanduiding van de voornaamste snedekrachten, aangrijpend in de dwarsdoorsnede van een balk.

- Normalkracht  $N$ .
- Dwarskracht  $V$ .
- Buigend moment, aangegeven door een even grote horizontale trek- en drukkracht  $F$  op een afstand  $a =$  inwendige hefboomsarm.
- Buigend moment  $M = F \cdot a$  aangegeven door een gebogen pijl.

Fig. 25  
Spanningsverdelingen bij een balk met een rechthoekige dwarsdoorsnede onder invloed van  $N$ ,  $V$  en  $M$ .

- Een normaalkracht  $N$  levert gelijkmatig verdeelde normaalspanningen.
- Een dwarskracht  $V$  levert een parabolisch schuifspanningsverloop in hoogterichting.
- Een buigend moment  $M$  levert lineair verlopende normaalspanningen in hoogterichting, meestal aangeduid als 'buigspanningen'.

### 5.3 Snedekrachten

De belangrijkste snedekrachten die in balken en kolommen kunnen voorkomen, zijn weergegeven in fig. 24. In fig. 25 zijn de spanningsverdelingen weergegeven die door deze snedekrachten in een rechthoekige doorsnede worden veroorzaakt. Een normaalkracht grijpt aan in het zwaartepunt van de doorsnede, zie fig. 24a, en veroorzaakt een gelijkmatige verdeling van de normaalspanningen, zie fig. 25a. Een dwarskracht ligt in het vlak van de doorsnede, zie fig. 24b. Bij een balk onder verticale belasting veroorzaakt ze een schuifspanningsverdeling die parabolisch verloopt in hoogterichting en gelijkmatig is in breedterichting, zie fig. 25b.

Een buigend moment ten gevolge van een verticale belasting veroorzaakt in een balk horizontale normaalspanningen die lineair verlopen in hoogterichting en gelijkmatig zijn verdeeld in breedterichting, zie fig. 25c. De extreme spanningen treden op aan boven- en onderzijde van de balk; ter plaatse van de zogenaamde neutrale lijn is de balk spanningsloos. De spanningen in de balkdelen boven en onder de neutrale lijn leveren een even grote druk- en trekkracht, op een afstand die de inwendige hefboomsarm wordt genoemd, zie fig. 24c. Samen leveren deze krachten het buigende moment dat meestal met een gebogen pijl wordt aangegeven, zie fig. 24d. Dwarskrachten kunnen nooit alléén in een balk optreden, ze veroorzaken altijd een variatie van het buigende moment in lengterichting van de balk.

### 5.4 Belastingafdracht bij een rechthoekige balk

Ter inleiding van de belastingafdracht bij het rijtje woningen zal eerst een min of meer overeenkomstig geval worden beschouwd bij een balk met een rechthoekige dwarsdoorsnede. Ter vereenvoudiging wordt de totale belasting op de bovenzijde van de balk aangebracht. Er worden nu twee extreme mogelijkheden voor de afdracht van de belasting beschouwd.

- de balk is over de gehele lengte star ondersteund,
- de balk is alleen aan de uiteinden ondersteund.

In fig. 26a is de balk over de volle lengte ondersteund. Alle belastingen kunnen rechtstreeks in verticale richting naar de ondergrond worden afgevoerd. In de balk ontstaan alleen verticale normaalspanningen van ondergeschikte grootte.

Indien de balk alleen aan de uiteinden is ondersteund, moeten de belastingen eerst in horizontale richting worden verplaatst, voordat ze aan de ondergrond kunnen worden afgedragen, zie fig. 26b. Dit kan alleen maar als de balk hierbij doorbuigt, hoe weinig dit ook moge zijn. De bovenzijde van de balk wordt hierbij korter, de onderzijde langer, de neutrale lijn verandert niet van lengte zie fig. 26c. In de figuren zijn de vervormingen voor een beter begrip sterk overdreven, men kan hierbij denken aan een plank over een sloot die gemakkelijk doorbuigt.

Voor de berekening van de krachtswerking brengt men een verticale snede aan en beschouwt het evenwicht van het afgesneden gedachte gedeelte van de balk, zie fig. 27a. De uitwendige krachten zijn bekend, de snedekrachten in de beschouwde doorsnede moeten worden bepaald. De evenwichtsvoorwaarden van de mechanica vereisen dat de som van alle verticale krachten die op het afgesneden deel werken, gelijk is aan nul. Tegelijkertijd moet ook de som van alle momenten op het afgesneden deel gelijk zijn aan nul.

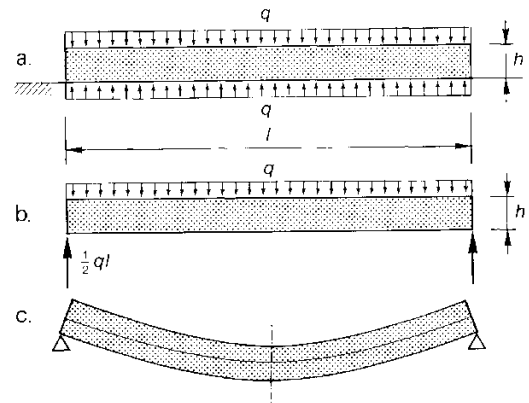


Fig. 26

Twee extreme mogelijkheden voor de belastingafdracht van een balk onder gelijkmatig verdeelde belasting.

- Rechtstreekse belastingafdracht aan de ondergrond als de balk over de volle lengte is ondersteund.
- Belastingafdracht via balk- of liggerwerking als de balk alleen aan de uiteinden is ondersteund.
- Doorbuigingsverloop bij belastingafdracht via liggerwerking.

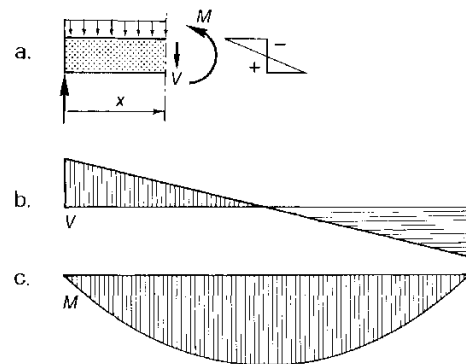


Fig. 27

Berekening van de snedekrachten bij een vrij opgelegde ligger.

- Bepaling van het evenwicht van een afgesneden deel van de ligger en verloop van de buigspanningen in de beschouwde doorsnede.
- Dwarskrachtenlijn
- Momentenlijn.

Het moment is hierbij gelijk aan het product van een kracht en de afstand van die kracht tot een willekeurig gekozen punt, waarvoor de neutrale lijn van de beschouwde doorsnede is gekozen. Men zegt wel: moment = kracht x arm. Uit de eerste voorwaarde volgt de dwarskracht  $V$ . Uit de tweede voorwaarde volgt het buigende moment  $M$ .

De dwarskracht en het buigende moment zijn beide een functie van de afstand van de beschouwde doorsnede tot de oplegging. Zet men beide grootheden uit als functie van deze afstand dan verkrijgt men de dwarskrachtenlijn en de momentenlijn. De dwarskrachtenlijn verloopt lineair en bereikt zijn maximale waarde bij de opleggingen, zie fig. 27b. De momentenlijn verloopt parabolisch en bereikt zijn maximale waarde in het midden van de overspanning, zie fig. 27c.

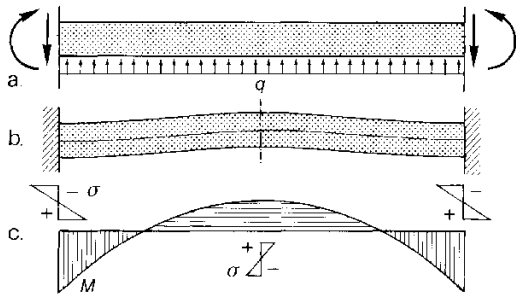


Fig. 28

Een aan de uiteinden volledig ingeklemde ligger onder invloed van een gelijkmatig verdeelde opwaarts gerichte belasting.

- Belastingsschema en oplegreacties ter plaatse van de inklemmingen.
- Doorbuigingsverloop.
- Momentenlijn en verloop van de buigspanningen in de maatgevende doorsneden (+ = trek; - = druk).

Vergelijkt men de extreme schuifspanning met de verticale normaalspanning volgens fig. 26a, dan blijkt de schuifspanning een factor  $l/h$  groter te zijn dan de verticale normaalspanning. De extreme buigspanning blijkt een factor  $(l/h)^2$  groter te zijn dan de verticale normaalspanning. Bij een rechthoekige balk zijn de schuifspanningen van ondergeschikte betekenis ten opzichte van de buigspanningen en de eerder genoemde verticale normaalspanningen (die ook bij een op buiging belaste balk optreden) zijn geheel verwaarloosbaar.

## 5.5 Belastingafdracht in de muren van een woning

De in paragraaf 5.4 behandelde wijze van berekenen van de belastingafdracht via snedekrachten kan worden gebruikt voor de vloeren van een woning, aangezien die hun belasting via buiging naar de muren overbrengen. Als de muren geen openingen bezitten, dragen deze de belasting weer hoofdzakelijk via normaalkrachten af naar de fundering, waarbij ook enige buiging in de muren kan optreden.

Om echter de krachswerking in de muren rond raam- en deuropeningen te bepalen of rekening te kunnen houden met verschil in vervormingen tussen zwaardere belaste bouwmuren en de daaraan verbonden lichter belaste voor- en achtergevels moeten andere wegen worden bewandeld.

Daartoe wordt uit het rijtje van 6 woningen nu één woning nader beschouwd, zie fig. 30a. De muren van deze woning worden in elementen verdeeld, zie fig. 30b, c, d. Met behulp van computerprogramma's kan dan de gehele spanningsverdeling onder het gewicht van de woning in een aantal punten van elk element worden berekend. De vloeren van de woning worden bij dit computerprogramma niet als onderdelen van de woning beschouwd, alleen de belastingen die ze op de muren uitoefenen worden ter plaatse van de opleggingen van de vloeren ingevoerd.

Bij het berekenen van de krachswerking in constructies is het nog steeds vrij gebruikelijk om aan te nemen dat de fundering als een starre (dwz. niet vervormende) ondersteuning mag worden beschouwd. Voor de bepaling van de krachswerking in een woning zou deze aanpak zinvol zijn als de woning op betonpalen zou zijn gefundeerd. Bij een fundering op staal ontstaan echter relatief grote zakkings van de fundering, zodat de aanname van een starre ondersteuning tot onjuiste resultaten kan leiden. De wisselwerking tussen grond en bebouwing, ook wel aangeduid als interactie, moet dan in rekening worden gebracht. Hierop wordt ingegaan in hoofdstuk 6.

## 5.6 Krachswerking bij gemetselde gebouwen

Gemetselde gebouwen worden in Nederland hoofdzakelijk opgetrokken uit baksteen en kalkzandsteen. Metselwerk kan gemakkelijk drukkrachten overbrengen, maar in veel mindere mate trekkrachten. Voorts gedraagt metselwerk zich als een bros materiaal; er zijn maar geringe verlengingen van het materiaal vereist voordat scheuren ontstaan. Op het gedrag van metselwerk onder belasting wordt nader ingegaan in paragraaf 8.1.

Toch treden bij gemetselde woningen die gefundeerd zijn op staal op een homogene ondergrond, meestal geen scheuren op ten gevolge van het afdragen van het gewicht naar de ondergrond. Temperatuurs- en vochtinvloeden kunnen, evenals verkeerstillingen of ondeskundige verbouwingen, uiteraard alsnog scheurvorming veroorzaken.

Veel van de 'oude' woningbouw is gemetseld volgens traditionele normen die in de praktijk goed blijken te voldoen zolang zich geen bijzondere omstandigheden voordoen. Hierbij zijn berekeningen nauwelijks of niet aan bod gekomen. Geleidelijk heeft men zich toch wel gerealiseerd dat scheurvorming kan worden voorkómen, zolang het gebouw maar als één geheel gelijkmatig zakt. Om dit te verwezenlijken heeft men de aanlegbreedten van een fundering op staal meer dan eens zodanig gekozen dat de berekende spanningen onder de funderingsstroken ten gevolge van de daarboven staande belastingen praktisch constant zijn, zie fig. 29.

Bij deze wijze van berekenen neemt men aan dat alleen de grond onder de breedte van de funderingsstrook werkzaam is. De zakking van de grond naast de funderingsstroken en de daaruit voortvloeiende steunende werking van de grond, zoals aangegeven in fig. 20, wordt dan verwaarloosd. De grond wordt op deze wijze beschouwd als een stelsel ongekoppelde veren, terwijl in paragraaf 4.4 juist werd betoogd dat het gedrag van de grond dient te worden gekarakteriseerd door een stelsel gekoppelde veren. De eerstgenoemde wijze van berekenen kan er toe leiden dat de tegendrukken onder de funderingsstroken veel minder egaal zijn dan de ontwerper heeft aangenomen, met alle consequenties van dien.

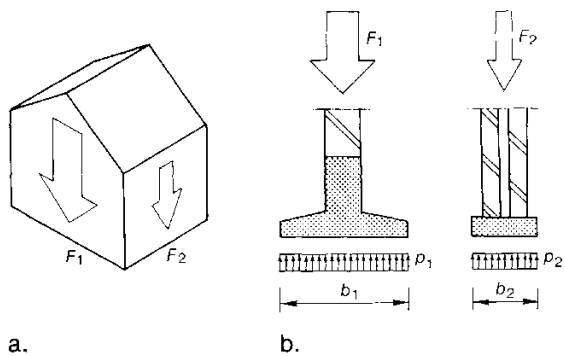


Fig. 29

Bepaling van de breedte van de funderingsstroken als de grond wordt beschouwd als een systeem van ongekoppelde veren.

- Schema van de woning met gestyleerde aanduiding van de belastingen die de muren veroorzaken.
- Bepaling van de breedte van de funderingsstroken; als  $b_1/b_2 = F_1/F_2$  dan zijn de tegendrukken onder beide funderingsstroken gelijk, zodat  $p_1 = p_2$ .

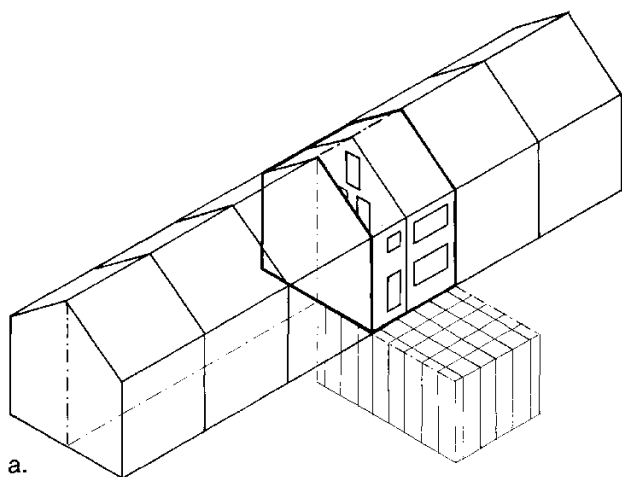


Fig. 30

Beschouwde rijtje van 6 woningen.

- De onderzochte middenwoning is ondersteund door een systeem van gekoppelde veren. Van de naastliggende woningen is aangenomen dat ze een zelfde krachtwerking zullen vertonen als de beschouwde woning.
- Verdeling van de muren in elementen.
- Bouwmuur (linkerheft)
- Tussenmuur (linkerheft)
- Voor- en achtergevel.
- Punten van een element waar de spanningen worden weergegeven.

Per element worden in 9 punten de hoofdspanningen in richting en grootte weergegeven (zie fig. 31, 37 en 38). Voor een beter overzicht is hierbij de onderverdeling in elementen weggelaten. In muurgedeelten waar de overheersende hoofddrukspanningen min of meer verticaal staan, zijn uitsluitend de spanningen in de middelste horizontale rij punten van het element weergegeven (fig. 31b en c). In muurgedeelten waar de hoofdtrek- of drukspanningen vrijwel horizontaal verlopen, zijn uitsluitend de spanningen in de middelste verticale rij van het element weergegeven (fig. 38a). Op deze wijze overlappen de spanningen elkaar niet en wordt het spanningsbeeld veel duidelijker.

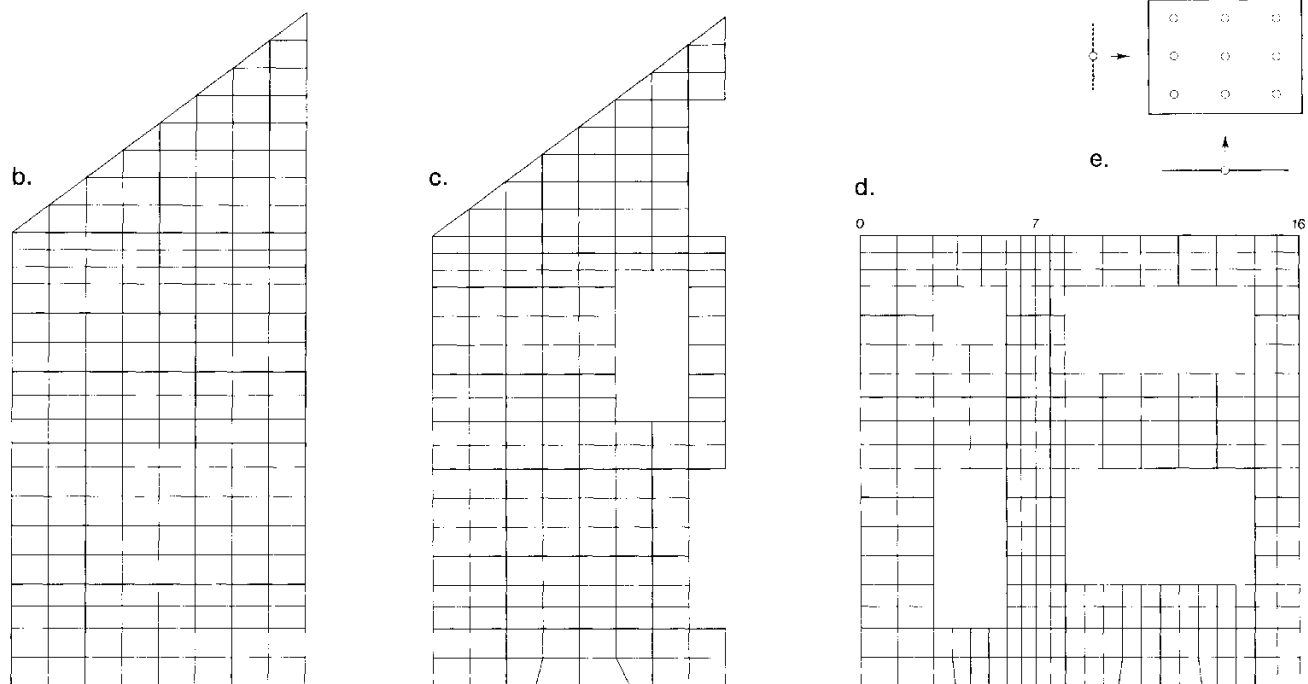
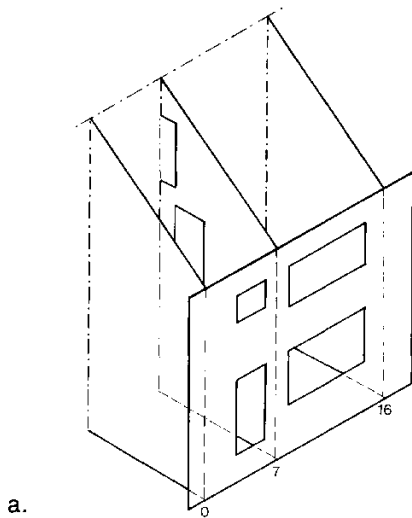
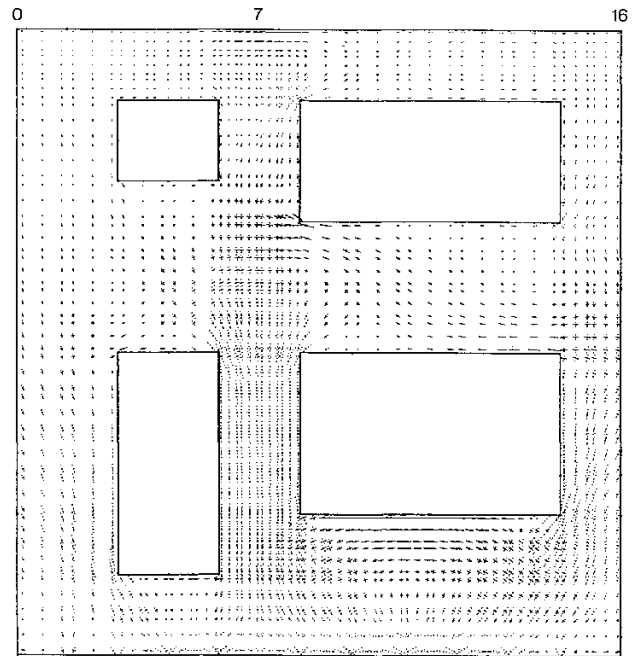


Fig. 31  
Spanningsverdeling in de muren van een middenwoning, ten gevolge van de rechtstreekse afdracht van de belasting aan de ondergrond. Aangegeven zijn de hoofdspansingen in grootte en richting (— trek; ..... druk)

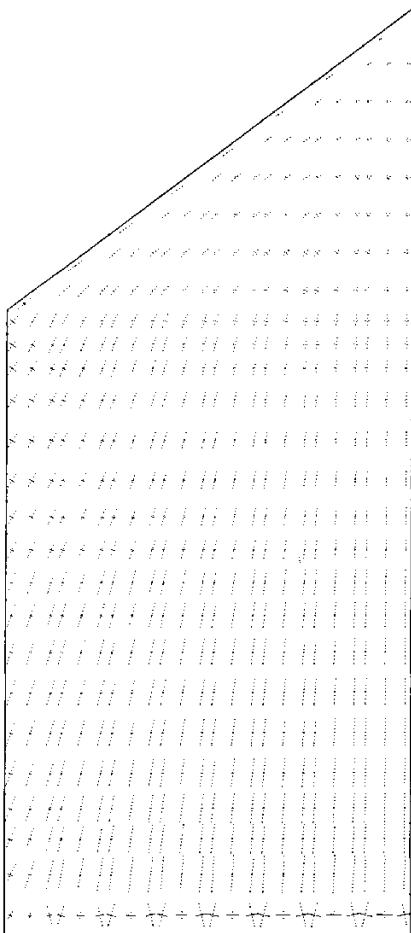
- a. Geometrie van het rekenmodel.
- b. Spanningsverdeling in een voor- of achtergevel.
- c. Spanningsverdeling in een bouwmuur.
- d. Spanningsverdeling in een tussenmuur.



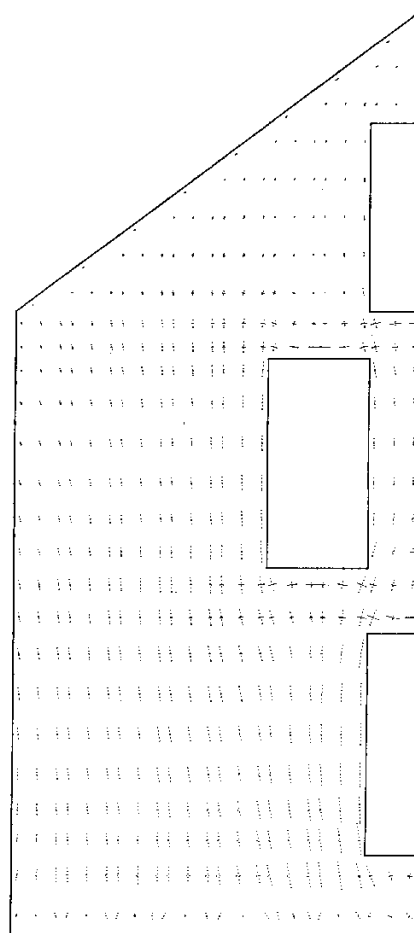
a.



b.



c.



d.

De muurgedeelten van de voorgevel buiten de verticale doorsneden 0 en 16 van fig. 31a zijn alleen nodig voor het inleiden van de spanningen bij de belastinggevallen van fig. 37 en 38. Maar ook daar zijn deze muurgedeelten in de spannings- en vervormingsfiguren weggelaten.

In alle figuren zijn de (gestippelde) hoge drukspanningen, die immers nooit maatgevend zijn, zeer licht aangegeven, zodat de (getrokken) hoofdtrekspanningen beter uitkomen.

De funderingsbalk wordt voorgesteld door de onderste rij elementen van fig. 30b, c, d. Deze equivalente elementen bezitten een grotere dikte en een 2x zo hoge elasticiteitsmodulus als het erboven liggende metselwerk. Hierdoor wijkt het spanningsverloop wat af van het beeld dat de elementen boven deze 'balk' vertonen.

De trekspanningen in de onderste elementen van fig. 31c worden veroorzaakt door de schematisering van de grond als een aantal (puntvormige) verende ondersteuning. In werkelijkheid verlopen de spanningen hier precies eender als in de daarboven liggende elementen.

In fig. 31b zijn de spanningen in veel meer punten getekend dan in fig. 31c en d; zie hiertoe de toelichting bij fig. 30e.

## 6 Wisselwerking tussen gebouw en ondergrond

### 6.1 Afdracht van het eigen gewicht per woning aan de ondergrond

Voor de bepaling van de spanningsverdeling in de muren van een middenwoning is uitgegaan van de situatie zoals die in fig. 30a is weergegeven. De invloed van de kopgevels is verwaarloosd, zodat kan worden aangenomen dat de naastliggende woningen dezelfde zakking en ook dezelfde krachtswerking zullen ondergaan als de betreffende woning. Er behoort dan alleen maar een strook grond te worden beschouwd die dezelfde breedte heeft als de voorgevel van de betreffende woning. In de berekening is deze grond ingevoerd als een systeem van gekoppelde veren. De muren van de woning zijn verdeeld in elementen en de gehele berekening is uitgevoerd met behulp van de elementenmethode. De geometrie van het rekenmodel is weergegeven in fig. 31a. De spanningsverdeling in de muren van de middenwoning is weergegeven in fig. 31b, c, d, in de vorm van grootte en richting van de hoofdspansingen in een groot aantal punten.

Een nadere beschouwing van de spanningsverdeling geeft aan dat in de bouwmuren waar de vloeren grotendeels op rusten, vrijwel alleen maar drukspanningen optreden, zie fig. 31c. In de voor- en achtergevels en de tussenmuren met deur- en raamopeningen, moet het eigen gewicht om deze openingen heen naar de ondergrond worden afgedragen. Rond deze openingen treden plaatselijk trekspanningen op, die meestal beneden de treksterkte van het metselwerk blijven, zie fig. 31b, d. Bovendien is het zo dat tijdens het metselen de muren nog slap en gemakkelijk vervormbaar zijn. De vervormingen die daarbij ontstaan, veroorzaken dan nog geen spanningen van betekenis en kunnen dan ook geen aanleiding geven tot scheurvorming.

Uit de berekeningen blijkt voorts dat door de stijfheid van de nog ongescheurde woning, deze zich vrijwel als een star lichaam gedraagt ten opzichte van de ondergrond. Bij een slappe grond zakt de middenwoning wel meer dan bij een stijve grond, maar de spanningsverdeling in de muren wijzigt zich hoegenaamd niet. Een andere consequentie is dat de funderingsstroken van alle muren evenveel zakken, waardoor in de meeste gevallen de tegendruk op de voor- en achtergevel groter is dan het erboven staande gewicht, terwijl voor de bouwmuren en de tussenmuur het omgekeerde geldt. Een en ander is schematisch weergegeven in fig. 32; via schuifkrachten moet het verschil weer worden geëgaliseerd. Het optreden van schuifspanningen bij de aansluiting van voor- en achtergevel aan de bouwmuren is ook af te lezen uit fig. 31b, c: de hoofddrukspanningen staan daar niet langer verticaal hetgeen wijst op schuifspanningen.

In feite moet het deel van de voorgevel onder de raam- en deuropening van de benedenverdieping een gedeelte van de tegendruk van de ondergrond als een min of meer ingeklemde balk afdragen aan de bouwmuren, met een bijpassende spanningsverdeling. Men kan hiertoe de spanningsverdeling van fig. 31b vergelijken met die van fig. 28c.

In de mechanica wordt voor balken meestal de term 'ligger' gebruikt; in deze publikatie worden beide termen gebezigd.

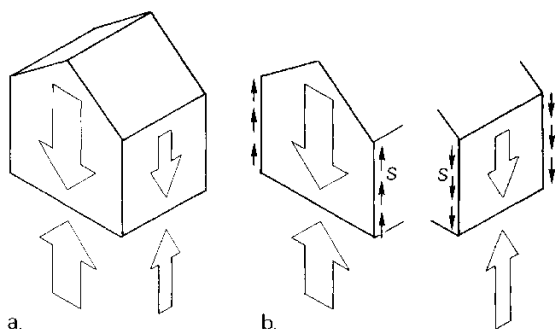


Fig. 32  
Belastingafdracht bij een middenwoning als de grond wordt beschouwd als een systeem van gekoppelde veren.

- Gestyleerde aanduiding van de krachten op de muren door eigen gewicht en door de tegendruk van de ondergrond.
- Per muur moet het evenwicht worden hersteld door schuifkrachten  $S$ .

## 6.2 Krachtsafdracht bij een rijtje woningen

De krachtsafdracht wijzigt zich enigszins als men niet één afzonderlijke woning beschouwt, maar het gehele rijtje woningen, zoals weergegeven in fig. 33a. Alle tussenwoningen worden mede gesteund door de grond aan de voor- en achterzijde van zo'n woning. Bij de eindwoningen ondervinden de kopgevels echter een extra steunende werking van de daaraan grenzende grond, zie fig. 33b. Het hele rijtje woningen gaat als het ware een beetje op de kopgevels 'hangen'. Het overgrote deel van het gewicht van de woningen wordt niettemin nog steeds rechtstreeks per woning aan de ondergrond afgedragen, zie fig. 34b.

De resterende paar procenten van het gewicht worden overgebracht naar de beide kopgevels. Voor dit aandeel van het gewicht gedraagt het rijtje woningen zich als een balk die aan de uiteinden is ondersteund, zie fig. 34c. Zo'n balk buigt wat door en hierdoor ontstaan er buigende momenten in de balk, in dit geval dus het rijtje woningen, zie fig. 34d.

De 'balk' wordt hierbij gevormd door de opeenvolgende voorgevels en achtergevels van het rijtje woningen. Bij een 'balk met openingen' is de spanningsverdeling echter een stuk gecompliceerder dan bij een balk zonder openingen zoals weergegeven in fig. 26 en 27. De vorm van de dwarskrachtenlijn en de momentenlijn blijft echter in hoofdtekken overeenkomstig aan die van fig. 27b, c.

Voor de berekening van de krachswerking in het rijtje woningen is het zeer aantrekkelijk om eerst de hoofdkrachswerking te kunnen bepalen voor een equivalente 'balk' die door de grond verend is ondersteund. Hieruit blijkt welk deel van het gewicht rechtstreeks aan de ondergrond wordt afgedragen en welk deel via balkwerking naar de kopgevels, zoals aangegeven in fig. 34b, c. Voor de laatstgenoemde krachtsafdracht komen de gegevens beschikbaar in de vorm van dwarskrachten en momenten. In dit soort berekeningen kunnen de variabelen die het probleem beheersen gemakkelijk worden gevarieerd. Pas achteraf wordt dan voor de maatgevende belastinggevallen de gedetailleerde spanningsverdeling in de muren van de woning bepaald.

Voor de berekening wordt het rijtje woningen in 'moten' verdeeld ter grootte van telkens één woning, zoals aangegeven in de figuren 34a en 35a. De spanningsverdeling in de muren ten gevolge van de rechtstreekse belastingafdracht is weergegeven in fig. 31. Voor het aandeel van het gewicht dat via balkwerking naar de kopgevels wordt afgedragen, zijn in fig. 35b de belastingen geconcentreerd gedacht ter plaatse van de bouwmuren. Hieruit volgen een dwarskrachtenlijn en een momentenlijn als weergegeven in fig. 35c en 35d. Het momentenverloop in één zo'n moot kan worden beschouwd als de superpositie -de 'optelling'- van een constant buigend moment en een lineair variërend moment, zoals aangegeven in fig. 35d.

Dit geeft de mogelijkheid om de belastingafdracht voor één woning van het rijtje te splitsen in drie 'basisbelastinggevallen' die zijn weergegeven in fig. 36a, b, c. Voor de momentaandelen, zoals die zijn weergegeven in fig. 36b, c zijn de bijbehorende spanningsverdelingen voor een 'eenheidsmoment' op de zijranden van de voorgevel aangebracht, zie fig. 36d. Met behulp van de elementenmethode zijn vervolgens zowel de spanningen als de vervormingen in de voorgevel voor beide gevallen berekend.

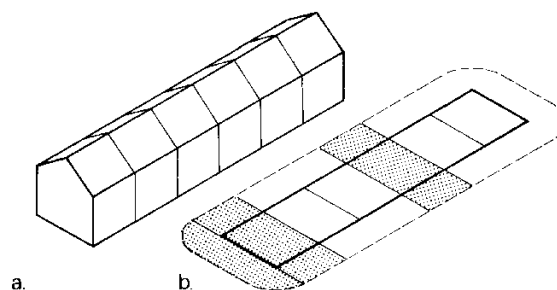


Fig. 33  
Invoel van de eindwoningen op de krachswerking van het rijtje van 6 woningen.

- Perspectief van het rijtje woningen.
- Verschil in steunende werking van de grond bij een middenwoning en een eindwoning.

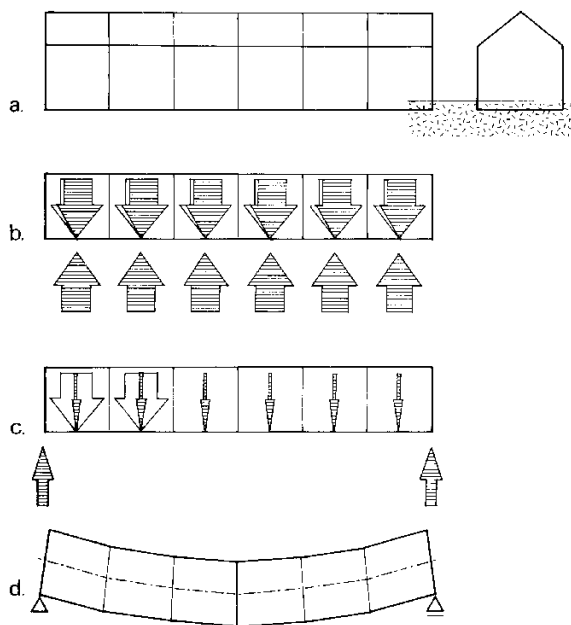


Fig. 34  
Splitsing van de belastingafdracht bij het rijtje van 6 woningen.

- Zij- en vooraanzicht van het rijtje woningen.
- Het overgrote deel van de belasting wordt rechtstreeks aan de ondergrond afgedragen.
- Een klein gedeelte van de belasting wordt afgedragen als bij een ligger op twee steunpunten.
- Gestyleerd vervormingsverloop van de equivalente 'ligger'. Elke woning is hierbij als één element van de equivalente ligger beschouwd.



Uit fig. 35d blijkt dat voor de middelste woningen van het rijtje, het constante moment  $M_1$ , volgens fig. 36b een belangrijke rol speelt. Aangezien de in fig. 36c aangebrachte uitwendige dwarskrachten en momenten  $M_3$  behoren bij woningen links van het midden, is in fig. 37 en 38 waar de spanningen en vervormingen voor beide 'basis-belastinggevallen' zijn weergegeven, het geval van het lineair variërende moment dan ook links van het geval voor het constante moment geplaatst.

Fig. 35  
 Krachtswerking bij een rijtje woningen, waarbij een klein deel van het gewicht wordt afgedragen als bij een ligger op twee steunpunten.  
 a. Zijaanzicht van het rijtje woningen.  
 b. Schematisering als ligger met geconcentreerde krachten ter plaatse van de bouwmuren.  
 c. Dwarskrachtenlijn.  
 d. Momentenlijn; ter plaatse van één woning is het moment gesplitst in een constant moment en een lineair variërend moment.

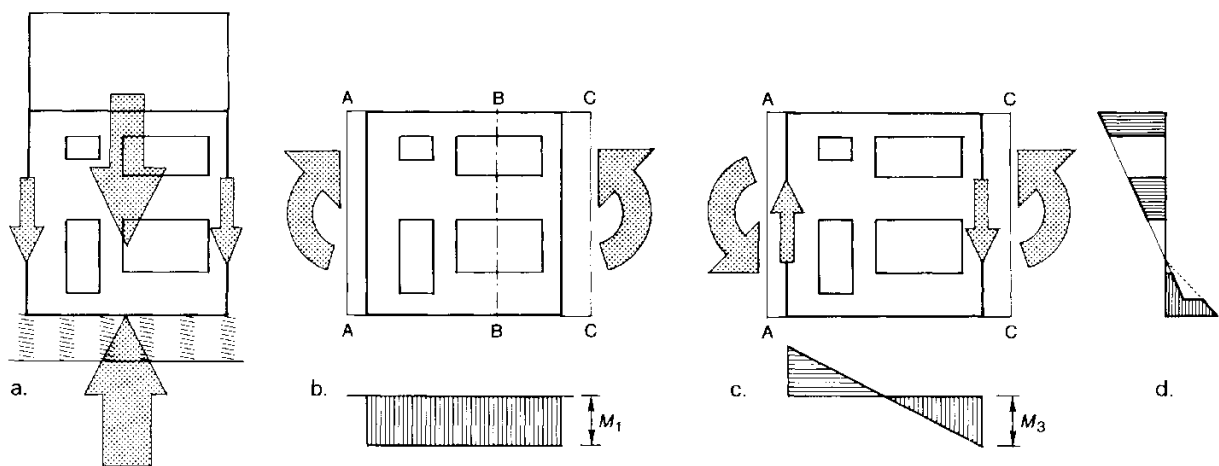
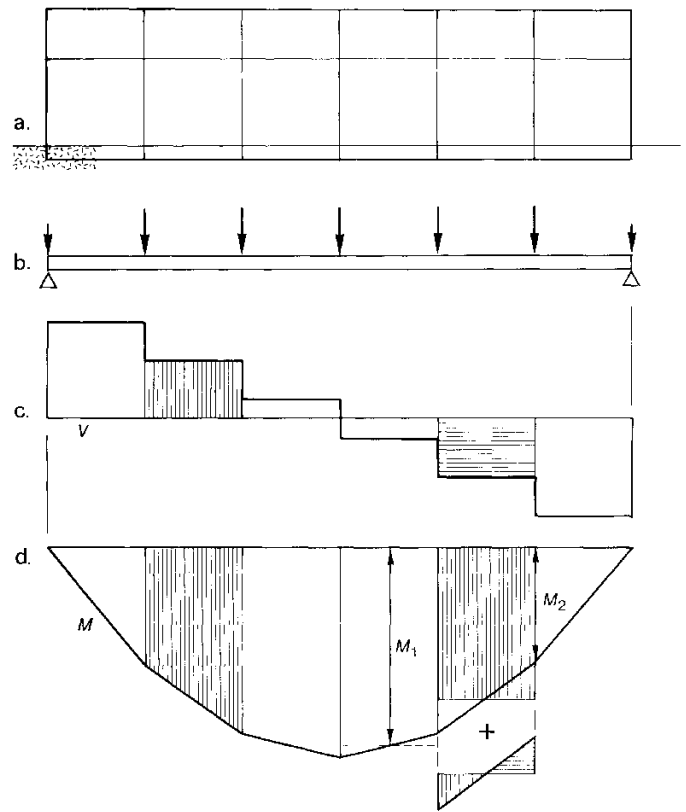
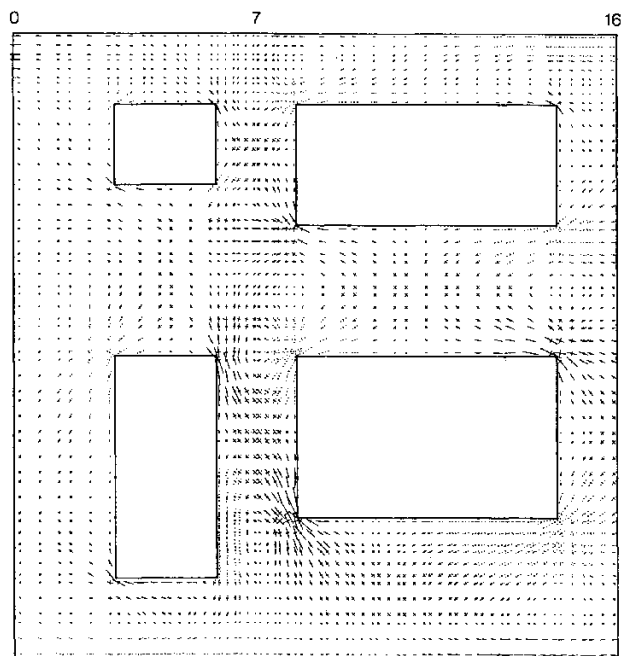


Fig. 36  
 Splitsing van de totale belastingafdracht voor één woning van een rijtje woningen.  
 a. Rechtstreekse afdracht van de belasting naar de ondergrond.  
 b. Constant buigend moment.  
 c. Lineair variërend buigend moment (constante dwarskracht).

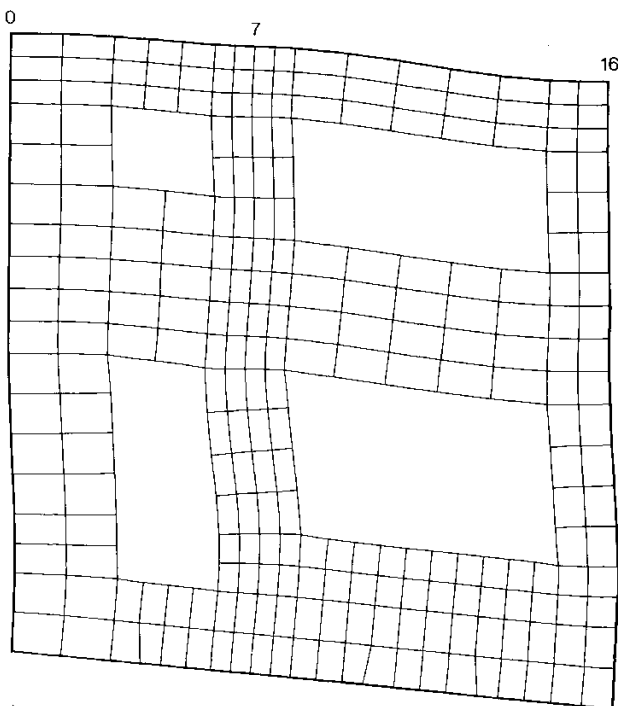
d. Spanningsverdeling in doorsnede B-B van fig. 36b, bij aanname van vlak blijvende doorsneden.

De sprong in het spanningsverloop wordt veroorzaakt door de gewapend betonbalk van de fundering.

Dezelfde spanningsverdeling is eveneens aangebracht in de doorsneden A-A en C-C van fig. 36b, c.

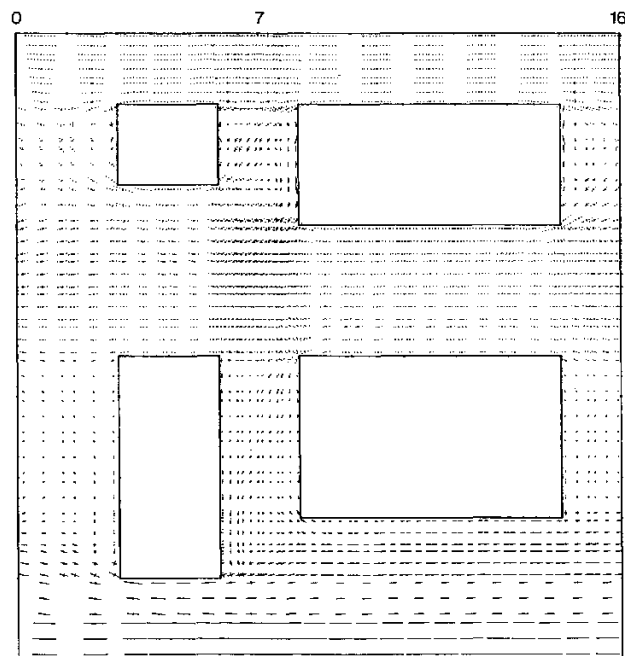


a.

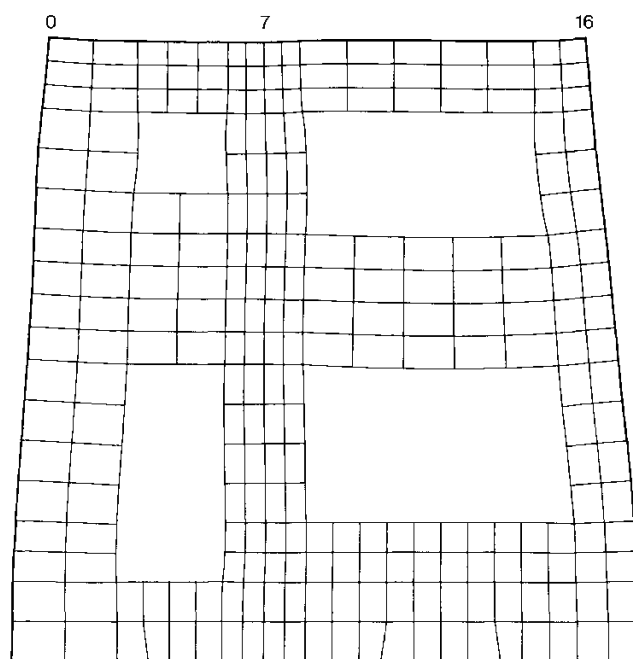


b.

Fig. 37  
Lineair variërend buigend moment in een voor- of achtergevel volgens fig. 36c ( $M_3 = 600 \text{ kNm}$ ,  $V = \text{constant}$ ).  
a. Hoofdspanningen aangegeven in grootte en richting.  
b. Sterk overdreven vervormingen  
(lengteschaal : verplaatsingsschaal = 1 : 3000).



a.



b.

Fig. 38  
Constant buigend moment in een voor- of achtergevel volgens fig. 36b ( $M_1 = 600 \text{ kNm}$ ).  
a. Hoofdspanningen aangegeven in grootte en richting.  
b. Sterk overdreven vervormingen.  
(Elasticiteitsmoduli metselwerk en beton:  
 $E_m = 6000 \text{ N/mm}^2$ ,  $E_b = 12000 \text{ N/mm}^2$ )

Het verloop van de hoofdspansingen en de bijbehorende sterk overdreven vervormingen zijn weergegeven in fig. 37 voor een lineair variërend moment en in fig. 38 voor een constant buigend moment. Het spannings- en vervormingsbeeld voor een middenwoning, waarbij het constante buigende moment overheerst, komt vrij goed overeen met dat voor een rechthoekige balk. De bovenzijde van de muur wordt korter, de onderzijde langer, verticale doorsneden blijven min of meer vlak, vergelijk fig. 38b met fig. 26c. Ook het verloop van de horizontale normaalspanningen over de hoogte van de muur is min of meer lineair, vergelijk fig. 38a met fig. 27a en 36d.

Het spannings- en vervormingsbeeld van een eindwoning, waarbij het lineair variërende moment van grote invloed is, wijkt echter sterk af van dat voor een rechthoekige balk. De niet al te brede muurgedeelten tussen de muuropeningen blijken buigvervormingen te vertonen, die niet langer mogen worden verwaarloosd zoals bij een rechthoekige balk zonder openingen. Men noemt dit dwarskrachtvervorming, en in gestyleerde vorm is dit soort vervorming dan ook in fig. 34d weergegeven. Maar in feite zijn het buigvervormingen van de samenstellende delen van de muur zoals blijkt uit fig. 37b.

Duidelijk is te zien dat bij alle muuropeningen steeds twee tegenover elkaar liggende hoeken een stompe vorm krijgen. Hier worden de hoeken als het ware open getrokken en ontstaan grote trekspanningen die in fig. 37a goed zichtbaar zijn. Indien deze hoofdtrekspanningen de treksterkte van het metselwerk overschrijden, ontstaan de bekende schuine scheuren vanuit de hoeken van de openingen. De richting van deze scheuren is in principe loodrecht op die van de hoofdtrekspanningen. Door het verband van het metselwerk kan hierin echter enige afwijking optreden. In de andere twee hoeken van de muuropeningen treden hoofddrukspanningen op van vergelijkbare grootte. Door de grote druksterkte van het metselwerk hebben deze echter geen verdere consequenties.

Indien het momentenverloop in een rijtje woningen bekend is, kan het spanningsverloop in elke woning van het rijtje in principe worden bepaald door superpositie van de spanningen zoals die zijn weergegeven in de figuren 31c, 37a en 38a, waarbij voor elk geval een passende vermenigvuldigingsfactor moet worden ingevoerd. Om deze momentenverdeling te kunnen bepalen, moeten echter voor de berekening van de equivalente balk de zgn. buigstijfheid en de afschuifstijfheid bekend zijn. Dit zijn de relaties tussen buigend moment respectievelijk dwarskracht en de bijbehorende vervormingen. Deze gegevens zijn te ontleen aan de vervormingen in respectievelijk fig. 38b en 37b, waarbij de totale woning als één moot van de equivalente balk wordt beschouwd, zoals weergegeven in fig. 34d.

Maar ook voor de verende ondersteuning van de equivalente balk moet het stelsel gekoppelde veren dat de grond voorstelt, worden vereenvoudigd. Dit is betrekkelijk eenvoudig omdat het hele rijtje woningen immers min of meer als één star geheel zakt. Men beschouwt nu alleen het samenstel van funderingsstroken op de ondergrond en legt aan de funderingsstroken een starre verplaatsing op, zie fig. 39. De krachten die de ondergrond op de funderingsstroken uitoefent, zijn dan te bepalen en daar ook de grootte van de opgelegde verplaatsing bekend is, kan voor elk onderdeel van een 'funderingsstrook' de veerconstante worden bepaald.

De belasting op de equivalente balk varieert; ter plaatse van een bouwmuur of tussenmuur treden veel grotere belastingen op dan daartussen. Deze grote belastingen worden echter ook weer gedragen door veel stijvere grondveren. Dit komt omdat bouw- en tussenmuur over hun gehele lengte zowel aan de belasting als aan de veerstijfheid bijdragen. In fig. 40c is het schema weergegeven dat voor de berekening van het rijtje woningen als verend ondersteunde balk is gehanteerd.

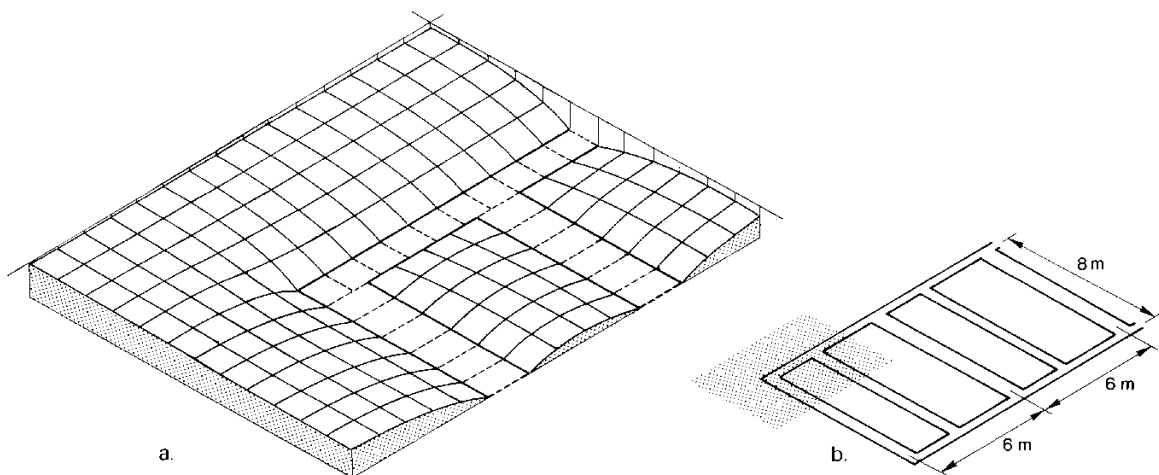


Fig. 39  
 Vervormingen van de ondergrond bij een opgelegde starre verplaatsing van de funderingsstroken.  
 a. Verticale verplaatsingen.  
 b. Het beschouwde deel van de fundering is met een raster aangegeven.

### 6.3 Homogene ondergrond

Het onderzoek heeft zich vooral gericht op het type bebouwing dat naar verwachting het meest gevoelig zal zijn voor veranderingen van de grondwaterstand, namelijk een rijtje woningen van  $6 \times 6 = 36$  m lengte en 8 m breedte, zie fig. 30a en fig. 40a, b. Het behoort tot de 'nieuwe bouw' met grote raamopeningen; het is uitgevoerd in metselwerk en gefundeerd op staal via een funderingsbalk van gewapend beton. Het mechanisch gedrag van een dergelijk rijtje is besproken in paragraaf 6.2.

Het uitgangspunt voor alle berekeningen is uiteraard de krachtswerking van het rijtje woningen onder invloed van het eigen gewicht en een te verwachten belasting door huisraad en personen. Hierbij wordt er van uitgegaan dat alleen zwaartekrachtbelastingen op de woningen werken en dat nog geen voorgaande dalingen van de grondwaterstand zijn opgetreden. Alle andere invloeden zoals krimp, temperatuur, vocht e.d. zijn buiten beschouwing gelaten. In eerste instantie is ook de grond nog als een volkomen homogeen medium aangenomen. Het gekoppelde verenmodel is daartoe zodanig geïkt dat de eigenschappen overeenkomen met die van het klei-achtige grondprofiel, dat als uitgangspunt voor de berekeningen van de spanningsverdeling in de muren van de woningen is gehanteerd (fig. 31).

Zoals reeds eerder werd vermeld, heeft zo'n rijtje woningen ook bij volkomen homogene grond, de neiging om wat op de kopgevels te gaan hangen. Hierdoor ontstaan de reeds eerder genoemde buigende momenten in het rijtje. Het verloop van deze buigende momenten wordt weergegeven door de momentenlijn, van fig. 40d. De wat merkwaardige vorm van deze momentenlijn, vergeleken met die van fig. 35d, wordt veroorzaakt door het feit dat per woning tussen bouwmuren en voor- en achtergevels, een herverdeling van krachten plaatsvindt, zoals reeds werd aangegeven in paragraaf 6.1 en fig. 32b.

Ter plaatse van één woning kan dit momentenverloop worden gesplitst in de volgende drie bestanddelen, zie fig. 40d, rechts.

- 1 een constant moment volgens fig. 36b; spanningsverdeling in fig. 38a.
- 2 een lineair variërend moment volgens fig. 36c; spanningsverdeling in fig. 37a.
- 3 een min of meer parabolisch verlopend moment ten gevolge van de herverdeling van de belastingafdracht tussen bouwmuren en voor- en achtergevel, schematisch aangegeven in fig. 36a; spanningsverdeling in fig. 31.

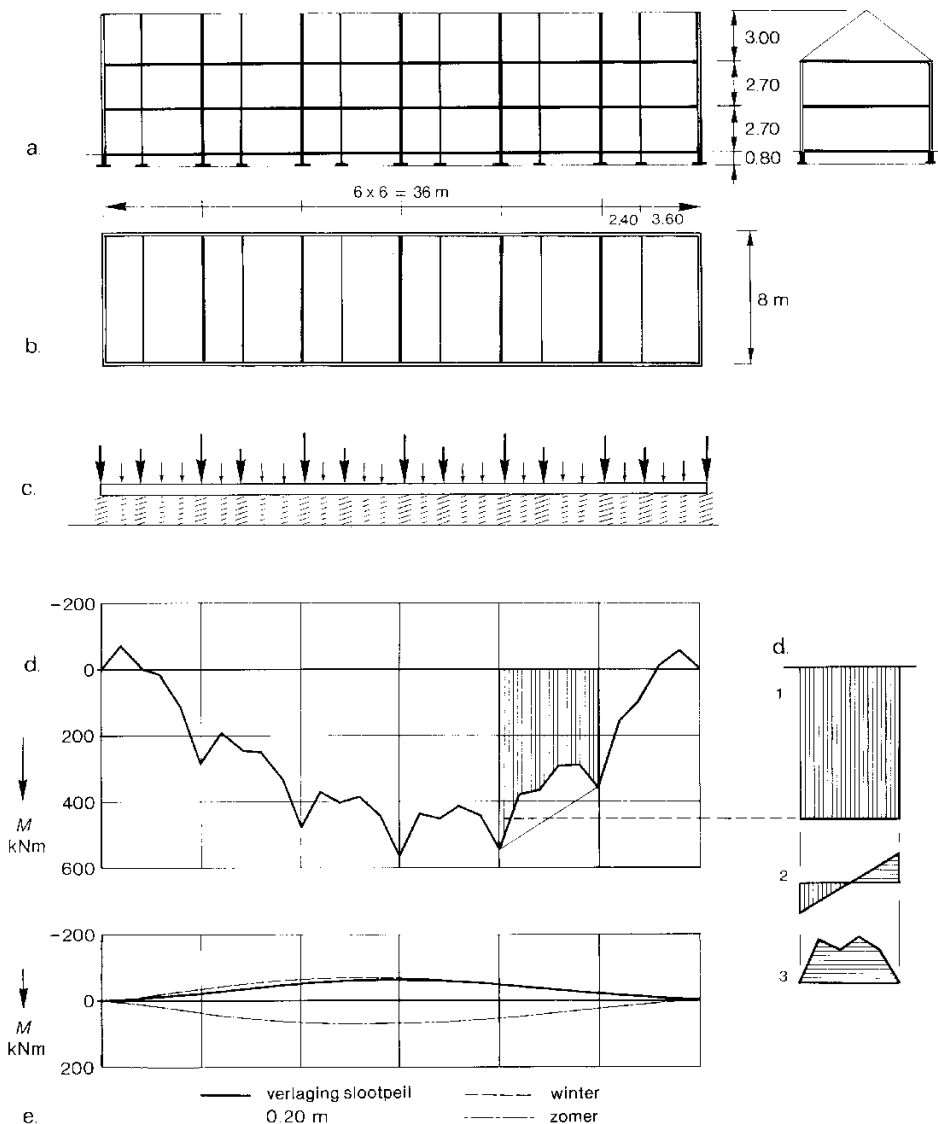


Fig. 40

Momentenverloop voor een rijtje van 6 woningen dat als een verend ondersteunde ligger wordt beschouwd (homogene klei-achtige ondergrond).

- a. Langs- en dwarsdoorsnede.
- b. Plattegrond.
- c. Schema van de belastingen en de verende ondersteuning.
- d. Momentenlijn ten gevolge van het eigen gewicht en splitsing van het momentenverloop voor één woning.
- e. Momentenlijn ten gevolge van een eenmalige verlaging van het slootpeil met 0,20 m, en momentenlijnen ten gevolge van de seizoenmatige variaties van de grondwaterstand, uitgezet ten opzichte van een constante grondwaterstand ter hoogte van het slootpeil (positie t.o.v. de sloot als aangegeven in fig. 11).

Bij een doorbuigingsverloop met de grootste zakkingen ter plaatse van het midden van het rijtje, zoals overdreven is weergegeven in fig. 34d, spreekt men van een positief buigend moment. Vertoont het rijtje woningen echter een 'katterug' dan spreekt men van een negatief buigend moment.

Vervolgens is nagegaan wat de invloed is van een slootpeilverlaging van 0,20 m, die bij klei-achtige ondergrond in het midden van de kavel een daling van de gemiddelde laagste grondwaterstand veroorzaakt van 0,05 m, zie fig. 5b. Het rijtje woningen is hierbij geplaatst zoals in fig. 11a is weergegeven. Door de daling van de grondwaterstand ontstaat een bol zettingsverloop dat evenredig is met de grondwaterstands-daling, zie fig. 11b. Het rijtje woningen wil zo vlak mogelijk blijven, gaat daardoor in lengterichting wat meer op het midden rusten en drukt daar ter plaatse de grond wat extra omlaag. Het hierdoor veroorzaakte negatieve momentenverloop is weergegeven in fig. 40e; het blijkt veel egalier te zijn dan het momentenverloop onder eigen gewicht.

Aangezien deze momenten tegengesteld van teken zijn met die van het eigen gewicht hebben ze een ontlastende werking, die echter betrekkelijk gering is daar de momenten veel kleiner zijn dan die ten gevolge van het eigen gewicht. Slechts in uitzonderlijke gevallen treden ook onder eigen gewicht negatieve momenten op in het rijtje woningen. Alleen dan kan de variërende grondwaterstands-daling nabij een sloot ongunstig werken. In fig. 40e is ook de invloed weergegeven van de extreem mogelijke seizoensmatige wisselingen in grondwaterstand bij klei volgens fig. 5a, uitgaande van een horizontale grondwaterstand op 1,20 m – MV.

#### 6.4 Inhomogene ondergrond

Uit paragraaf 6.3 blijkt dat bij homogene grond, de variatie in grondwaterstands-daling in de nabijheid van een sloot vrijwel altijd een ontlastende werking heeft op de buigende momenten in het rijtje woningen. Voor inhomogene grond zijn daarom de randzones langs de sloten buiten beschouwing gelaten. In het resterende gebied kan de grondwaterstands-daling over de lengte van het rijtje woningen als constant worden beschouwd.

Bij een inhomogene grondgesteldheid kunnen de buigende momenten in de woningen ten gevolge van het eigen gewicht veel hoger oplopen dan bij homogene grond. Er is weinig bekend over de mate waarin de samenstelling en dus ook de samendrukbaarheid van de grond in horizontale richting varieert. Er kunnen bij zo'n rijtje woningen zeer plaatselijke variaties optreden, bijv. als het rijtje woningen een gedempte sloot of een vroegere weg kruist. Hiermede is verder geen rekening gehouden.

Voor de berekeningen is uitgegaan van een geschematiseerde geologische situatie met een geulopvulling volgens fig. 6b. Hierbij is de grond ter plaatse van de geulopvulling stijver dan in het omringende terrein. In de verticalen A, B, C en D zijn de zettingen bepaald zoals die ten gevolge van het eigen gewicht van een rijtje woningen onder de funderingsstroken zouden optreden, wanneer in elk van deze gevallen de grond als homogeen zou worden beschouwd. Bij deze berekeningen treedt steeds belastingspreiding op, zodat de dieper gelegen lagen een geringer aandeel hebben in de zettingen, zie fig. 6c. In fig. 41b is dit zettingsverloop 'vertaald' naar een geschematiseerd stijfheidsverloop van de grond.

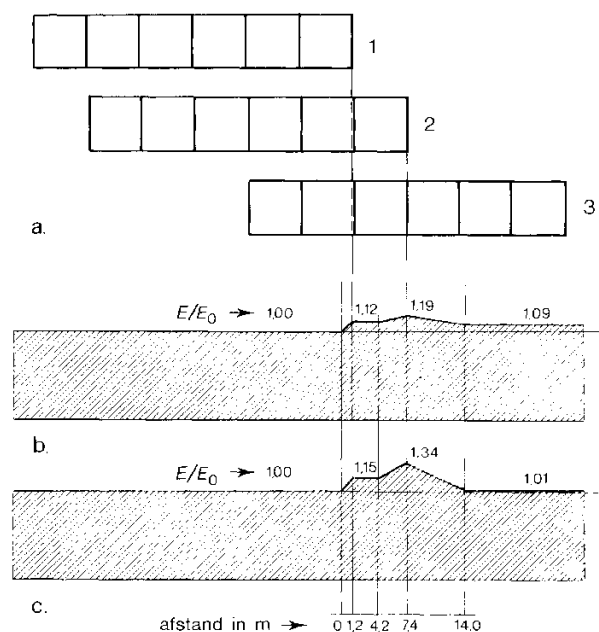


Fig. 41  
Stijfheidsvariëtes bij inhomogene grond, gebaseerd op de gegevens van fig. 6c.

- Plaatsing van het rijtje van 6 woningen in drie verschillende posities (1, 2, 3) ten opzichte van de inhomogeniteiten van de ondergrond.
- Stijfheidsverloop van de grond, uitgedrukt in de verhouding van de elasticiteitsmoduli van de grond voor het eigen gewicht van het rijtje woningen,
- voor dalingen van de grondwaterstand.

Hetzelfde is gedaan voor de bepaling van de zettingen als gevolg van een gelijkmatige grondwaterstands-daling, zie fig. 41c. Hierbij hebben de dieper gelegen lagen een grotere invloed zodat de resultaten wat afwijken van die van fig. 41b.

Voor de bepaling van enkele ongunstige momentenverdelingen is het rijtje woningen nu in gedachten dwars over de geulopvulling geplaatst, en wel in drie verschillende posities, zie fig. 41a. De daaruit volgende momentenverdelingen zijn weergegeven in fig. 42a. Als één eindgevel juist op het begin van het stijvere grondgedeelte rust, nemen de momenten nog niet zoveel toe (positie 1 van fig. 42a). Zodra echter een wat groter gedeelte van het rijtje op de stijvere grond rust, blijken de momenten meer dan 2x zo groot te worden als bij homogene grond (positie 2). Als het midden-gedeelte van het rijtje echter op het stijvere grondgedeelte rust, is de extra steunende werking van beide eindgevels vrijwel opgeheven en lopen de positieve buigende momenten sterk terug (positie 3).

Voor elk van de onderzochte posities is het buigende moment ook bepaald voor een gelijkmatige daling van de gemiddelde laagste grondwaterstand met 0,20 m, zie fig. 42b. In de posities 1 en 2 nemen de buigende momenten door eigen gewicht hierdoor in geringe mate in grootte toe. In positie 3 treden wat grotere negatieve momenten op die relatief ongunstig werken, omdat ook ten gevolge van het eigen gewicht plaatselijk reeds negatieve momenten optreden.

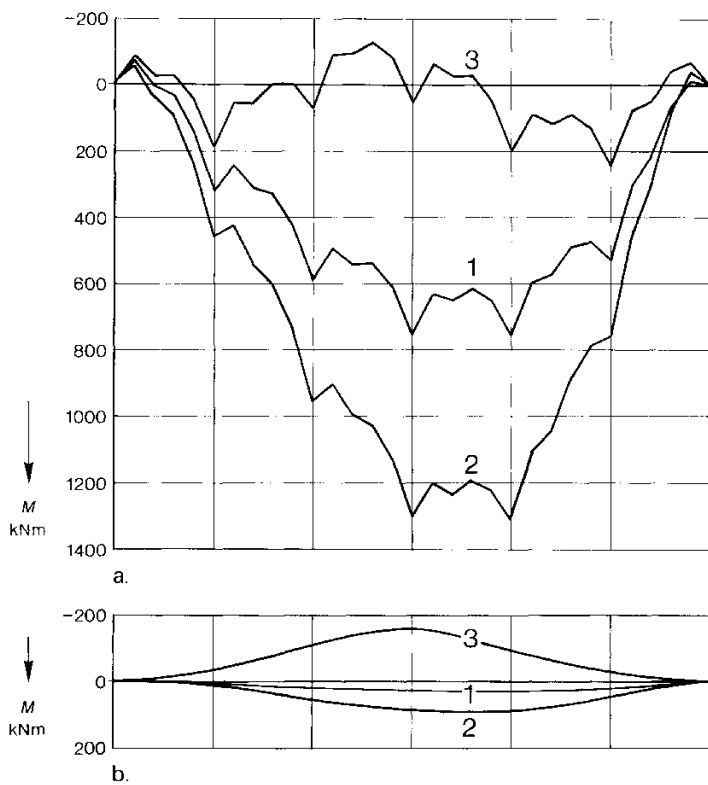


Fig. 42  
 Momentenverloop voor een rijtje van 6 woningen op inhomogene grond, geplaatst in de posities 1, 2, 3 volgens fig. 41a.  
 a. Momentenverloop ten gevolge van het eigen gewicht.  
 b. Momentenverloop ten gevolge van een gelijkmatige daling van de gemiddelde laagste grondwaterstand van 0,20 m.

Funderingsvariant B1 volgens fig. 43b.

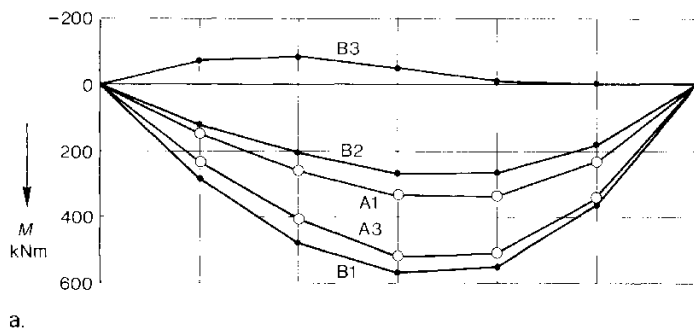
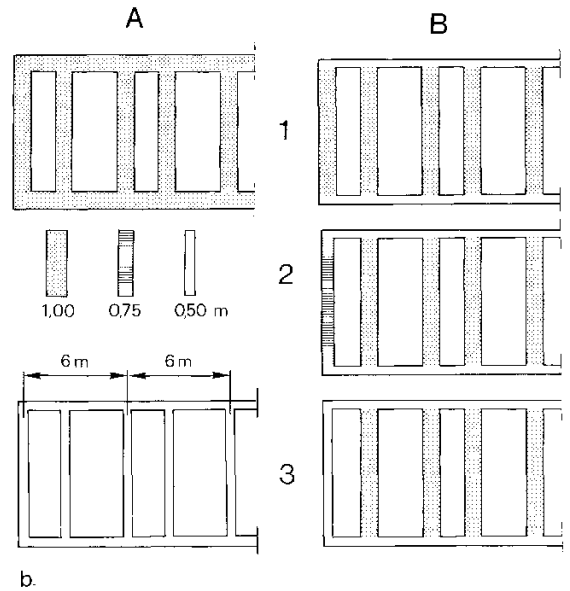


Fig. 43  
 Momentenverloop afhankelijk van de aanlegbreedte van de funderingsstroken bij homogene grond.  
 a. Momentenlijnen voor de in fig. 43b aangegeven varianten (invloed van de rechtstreekse belastingafdracht aan de ondergrond verwaarloosd).  
 b. Enkele beschouwde funderingsvarianten (aangegeven over een lengte van de linker eindwoning en de daarop aansluitende woning).

De momentenlijn voor variant B1 komt overeen met die van fig. 40d. De asymmetrie in de momentenlijn wordt veroorzaakt door de asymmetrie in de langsgevels.



A: alle funderingsstroken even breed.  
 B: funderingsstroken onder voor- en achtergevel half zo breed als die onder de bouw- en tussenmuren. Funderingsstrook onder de kopgevel variërend in breedte.

## 6.5 Uiteindelijke spanningsverdeling in de muren

Het blijkt dat de grootte van de buigende momenten, en dus ook van de daardoor veroorzaakte trekspanningen, sterk afhangt van de onderlinge verhouding van de aanlegbreedten van de funderingsstroken van de woningen. Dit vormt een complicatie omdat de aanlegbreedten van de funderingen in het algemeen niet bekend zijn en men zou moeten ontgraven om er achter te komen. In de berekeningen is daarom een hele variatie van funderingsstrookbreedten opgenomen, die naar beste weten het hele gebied van de meeste in de bouw toegepaste breedten beslaat. In fig. 43 is een aantal van de onderzochte combinaties van funderingsstrookbreedten weergegeven, met de daarbij behorende momentenlijnen voor homogene grond, waarbij het parabolische momentenaandeel 3 volgens fig. 40d is weggelaten.

Bij serie A zijn alle funderingsstroken even breed gekozen. Naarmate de stroken smaller worden, neemt de zaking toe; de woning gaat wat meer op de einden hangen en de buigende momenten nemen eveneens toe. Bij serie B is voor de minder zwaar belaste funderingsstroken onder voor- en achtergevel de helft van de breedte aangehouden van die voor de bouw- en tussenmuren; alleen de breedte van de funderingsstrook onder de kopgevel is gevarieerd. Naarmate de breedte van deze buitenste stroken afneemt, nemen de buigende momenten sterk in grootte af en kunnen zelfs van teken omslaan. Aangezien funderingsvariant B1 de grootste momenten geeft, is voor de weergegeven momentenlijnen in de figuren 40 en 42 eveneens uitgegaan van variant B1.

Zoals in paragraaf 6.2 werd vermeld, is het rijtje woningen gelijktijdig onderworpen aan twee belastinggevallen:

- a. Een rechtstreekse afdracht van het grootste deel van de belasting naar de ondergrond met een spanningsverdeling volgens fig. 31.
- b. Een afdracht van een klein deel van de belasting via buiging naar de kopgevels met een spanningsverdeling die kan worden samengesteld uit fig. 37 en 38.

Om de uiteindelijke spanningsverdeling te vinden, moeten voor elk punt van voor- en achtergevel de spanningen van de beide belastinggevallen a. en b. worden opgeteld; gesuperponeerd.

Nu komt er een verrassend aspect naar voren. Over grote delen van de genoemde gevels versterken de spanningen elkaar niet, maar verzwakken ze elkaar juist. Als belastinggeval b. bijv. in een bepaald punt trekspanningen veroorzaakt, dan levert belastinggeval a. in dat zelfde punt drukspanningen. De trekspanningen worden dus minder, hetgeen gunstig is. Alleen als de omstandigheden zodanig zijn dat het rijtje woningen sterk op de einden gaat hangen, dan worden de trekspanningen ten gevolge van de buigende momenten zo groot dat de optredende drukspanningen, ten gevolge van de rechtstreekse afdracht van de belasting naar de ondergrond, niet meer voor voldoende vermindering van de trekspanningen kunnen zorgen. De treksterkte kan dan worden overschreden met als gevolg scheurvorming. Hier wordt nader op ingegaan in hoofdstuk 8.

Resumerend kan men stellen dat bij een homogene grondgesteldheid en in de praktijk gebruikelijke aanlegbreedten van de fundering en een goede uitvoering van de bouw, geen scheuren in een rijtje woningen behoeven te worden verwacht. De marge tussen de optredende trekspanningen en de treksterkte van het metselwerk is echter betrekkelijk klein. Door de invloed van inhomogeniteiten in de grond tezamen met grondwaterstandsdingen kan de situatie zodanig verslechteren, dat wél op scheurvorming moet worden gerekend.

## 6.6 Krachtswerking in de bedrijfsgedeelten van de boerderijen

Bij het onderzoek is behalve aan het rijtje van 6 woningen ook aandacht besteed aan het gedrag van een lange muur van het bedrijfsgedeelte van een boerderij. De berekeningen hiervoor zijn aanmerkelijk eenvoudiger dan voor het rijtje van 6 woningen. In het laatste geval wordt de spanningsverdeling in de muren sterk beïnvloed door de grote raamopeningen, terwijl de kleine ramen in de lange muren van de bedrijfsgedeelten nauwelijks invloed hebben op de spanningsverdeling. Dit ligt uiteraard geheel anders bij de hoger opgetrokken kopgevels van de bedrijfsgedeelten, die aanzienlijk worden verzwakt door de grote deuropeningen. Plaats en grootte van deze openingen kunnen van geval tot geval sterk verschillen. Ook het ontbreken van bouw- en tussenmuren bij de bedrijfsgedeelten van de boerderijen draagt bij tot een veel overzichtelijker spanningsbeeld in de langsmuren.

De muren van de bedrijfsgedeelten zijn gemetseld, de muurbreedte kan zowel steens als halfsteens zijn. De aanlegbreedte van de fundering is volgens opgave dikwijls vrij smal (0,30 m). De langsmuren van oude schuren zijn in principe niet gedilateerd. Bij de berekeningen is de invloed van de kopgevels van de bedrijfsgedeelten maar zijdelings betrokken. Met de invloed van het aangrenzende woonhuis is in het geheel geen rekening gehouden.

De gehele ondersteuningsconstructie van het dak is bij oude schuren in hout uitgevoerd, zie fig. 44. De gebinten bestaan uit twee gebintstijlen, verbonden door een ankerbalk met een aantal schoren die zowel de ankerbalk steunen als de gordingen van het dak. De sporen van het dakvlak rusten op de gordingen en een houten muurplaat die op de zijwand is opgelegd. De dakbedekking bestaat uit riet, dakpannen of golfplaten. Ook komt het voor dat op een dak van riet, golfplaten zijn aangebracht.

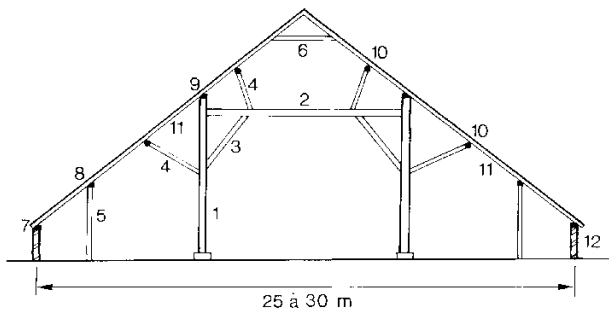


Fig. 44

Kap van een traditionele boerderij in het onderzoeksgebied. Alle nummers buiten de kap hebben betrekking op onderdelen die loodrecht op het vlak van tekening staan.

1. gebintstijl
2. ankerbalk
3. gebintbalkschoor
4. gordingschoor
5. zijbeukstijl
6. sporenhout
7. muurplaat
8. zijbeukstijlplaat
9. gebintplaat
10. ronde gording
11. spoor
12. zijmuur

In principe moet hetzij de houten muurplaat ten opzichte van de buitenmuur kunnen bewegen, hetzij de sporen ten opzichte van de muurplaat. Als deze bewegingen om welke reden dan ook worden verhinderd, kan elke vervorming van de gebinten gemakkelijk een scheefstand van de buitenmuren veroorzaken, die zowel naar buiten als naar binnen kan zijn gericht.

Voor de berekening van de spanningsverdeling in de lange muur van de bedrijfsgedeelten is uitgegaan van een plattegrond met afmetingen van 30 x 50 m<sup>2</sup>, zie fig. 45. Onderzocht zijn de volgende gevallen:

- a. de lange muren met de aansluitende kopgevels bij homogene ondergrond bij verschillende aandelen van de dakbelasting die op de langsmuren kunnen aangrijpen.
- b. alleen de lange muren bij inhomogene ondergrond, volgens de aannamen van fig. 41.

Zoals gebruikelijk is de krachtswerking bepaald voor het eigen gewicht en voor een daling van de gemiddelde laagste grondwaterstand. Uit de resultaten blijkt dat bij een klei-achtige ondergrond, ten gevolge van het eigen gewicht alléén, al momenten kunnen optreden die variëren tussen  $M = -200$  kNm en  $M = +200$  kNm. De spanningsverdeling in de langsmuren is overeenkomstig aan die voor een rechthoekige balk, zoals aangegeven in fig. 25c, waarbij de hoogte van de balk gelijk is aan de hoogte van de muur en de breedte van de balk gelijk aan de breedte van de muur.

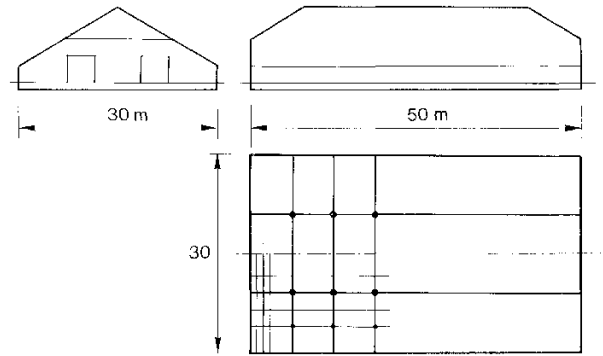


Fig. 45

Aanzicht en plattegrond van het bedrijfsgedeelte van een boerderij.

## 6.7 Invloed van scheurvorming op de bebouwing

Een gebouw in nog ongescheurde toestand is veel en veel stijver dan de ondergrond; het gedraagt zich ten opzichte van deze grond min of meer als een star blok. Als de grond nu ongelijkmatige zettingen ondergaat, dan zal het gebouw dit zettingsverloop alleen in hoofdlijnen kunnen volgen, omdat het nog ongescheurde gebouw alleen maar kan zakken als een star blok. Door zijn stijve vorm en grote gewicht kan het gebouw de zettingen plaatselijk aan zijn eigen vorm aanpassen. In de praktijk betekent dit dat bij een nog ongescheurd gebouw alleen maar gelijkmatige zakkings- en lichte kantelingen mogelijk zijn.

Door het overbruggen van de zettingsverschillen wordt het eigen gewicht van het gebouw op een andere wijze dan voorheen naar de ondergrond overgebracht. Deze herverdeling van krachten kan soms zo ongunstig zijn dat hierdoor scheurvorming in de muren ontstaat. Hierdoor wordt het gebouw minder stijf en kan het zich gemakkelijker dan voorheen aan de ongelijkmatige zettingen aanpassen. Dit veroorzaakt dan weer een nieuwe herverdeling van krachten op de ondergrond. De grond moet zich daarop dan weer instellen, hetgeen enige tijd vergt. Hierdoor kan het zakkings- en scheurvormingsproces zich over langere tijd uitstrekken, zonder dat de uitwendige belastingen veranderen.

De mate en de ernst van de scheurvorming hangen zowel af van de eigenschappen van het gebouw, zoals de vorm van de plattegrond, plaats en afmetingen van ramen deuropeningen, aanlegbreedten van de fundering en het soort metselwerk, als van de eigenschappen van de grond en de grootte van de optredende zettingsverschillen.

Er zijn echter nog veel meer oorzaken van scheurvorming aan te geven, zoals verschil in de vervormingen van gebouwonderdelen onder invloed van krimp of temperatuurverschillen, trillingen door langsrijdend verkeer, te hoge belastingen of ondeskundige verbouwingen. Ook een verschil in aanlegdiepte van de fundering, bijvoorbeeld door een kelder, kan van invloed zijn.

Omdat niet bekend is welke oorzaken aan reeds bestaande scheurvorming ten grondslag liggen, is besloten om het nog ongescheurde gebouw als uitgangspunt te nemen en alleen het begin van scheurvorming en eventuele scheefstand te onderzoeken. Uiteraard geldt dit alleen in relatie tot de bodemdaling en voor de daaruit voortvloeiende consequenties voor de waterhuishouding.



# 7 Kansrekening

## 7.1 Kans op schade

Bij het voorspellen van schade aan de bebouwing kan alleen worden gesproken over de kans dat schade zal optreden. Schade door scheurvorming mag worden verwacht als plaatselijk in de muren trekspanningen zullen optreden die groter worden dan de treksterkte van het metselwerk.

De moeilijkheid is nu dat de maximale trekspanningen die in de bebouwing optreden van geval tot geval zullen verschillen, afhankelijk van de geometrie van het gebouw, de fundering, de plaats en afmetingen van raam- en deuropeningen etc. Eén ding is zeker, er kan niet één bepaalde maximaal optredende trekspanning worden aangehouden, men zal met een heel gebied moeten rekenen.

De treksterkte van metselwerk lijkt aan minder twijfels onderhevig, maar ook hier kunnen afhankelijk van steen- en mortelsoort en de wijze van vermetzelen, nog vrij grote variaties in de treksterkte optreden. Hierin kan men inzicht verkrijgen als men de treksterkte op kleine gemetselde proefstukken in het laboratorium bepaalt. De daaruit voortvloeiende gegevens zijn aan de literatuur te ontleen. Om in de wirwar van getallen enige ordening te kunnen scheppen, moet van kansrekening gebruik worden gemaakt.

In de hierna volgende paragrafen zal nader op deze kansrekening worden ingegaan. In principe gebeurt dit in algemene termen, in hoofdstuk 8 zal een en ander worden toegepast op de verwachting van schade door scheurvorming. In de voorbeelden worden de kansen tot op het procent nauwkeurig gepresenteerd om de berekeningsgang te kunnen volgen. Kleine wijzigingen in de aangenomen waarden kunnen echter vrij snel tot afwijkende resultaten leiden. De getallen moeten daarom in onderling verband worden gezien; ze geven vooral een indicatie van de gevoeligheid voor scheurvorming.

## 7.2 Histogram

Alle grootheden waarin een zekere mate van spreiding kan optreden, worden stochastische grootheden genoemd. Als een grootheid maar één onveranderlijke waarde kan hebben, wordt ze deterministisch genoemd. Bij het ordenen van gegevens die aan spreiding onderhevig zijn, kan met vrucht van grafische methoden gebruik worden gemaakt. De gegevens kunnen op velerlei wijze zijn verkregen, ze zullen in dit betoog als waarnemingen worden aangeduid.

Ter bepaling van de gedachte worden de resultaten besproken van een serie gemetselde proefmuurtjes, waarvan de druksterkte is bepaald, zie fig. 46b. De individuele uitkomsten kunnen worden weergegeven in een tabel; de presentatie in de vorm van een staafdiagram is echter overzichtelijker, zie fig. 46a. Hieruit is bijv. af te lezen dat maar liefst 7 muurtjes een druksterkte bereikten van 11,0 N/mm<sup>2</sup>, en maar één een druksterkte van 10,9 N/mm<sup>2</sup>. Om de grote lijn van het verloop van de druksterkte te doorzien, kan gebruik worden gemaakt van histogrammen.

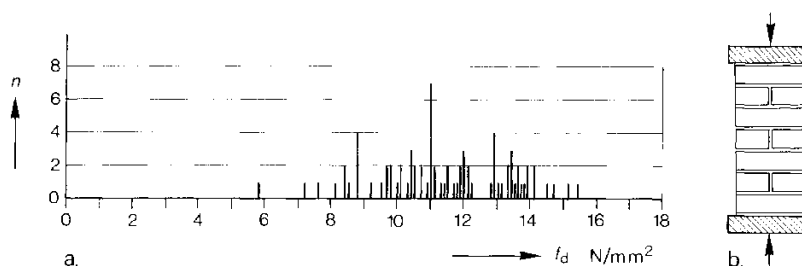


Fig. 46

Bepaling van de druksterkte van gemetselde proefmuurtjes in de kwaliteiten: rood, boerengrauw en hardgrauw.

a. Staafdiagram voor de individuele proefresultaten ( $n$  = aantal proefresultaten;  $f_d$  = druksterkte).

b. Vorm van de proefmuurtjes.

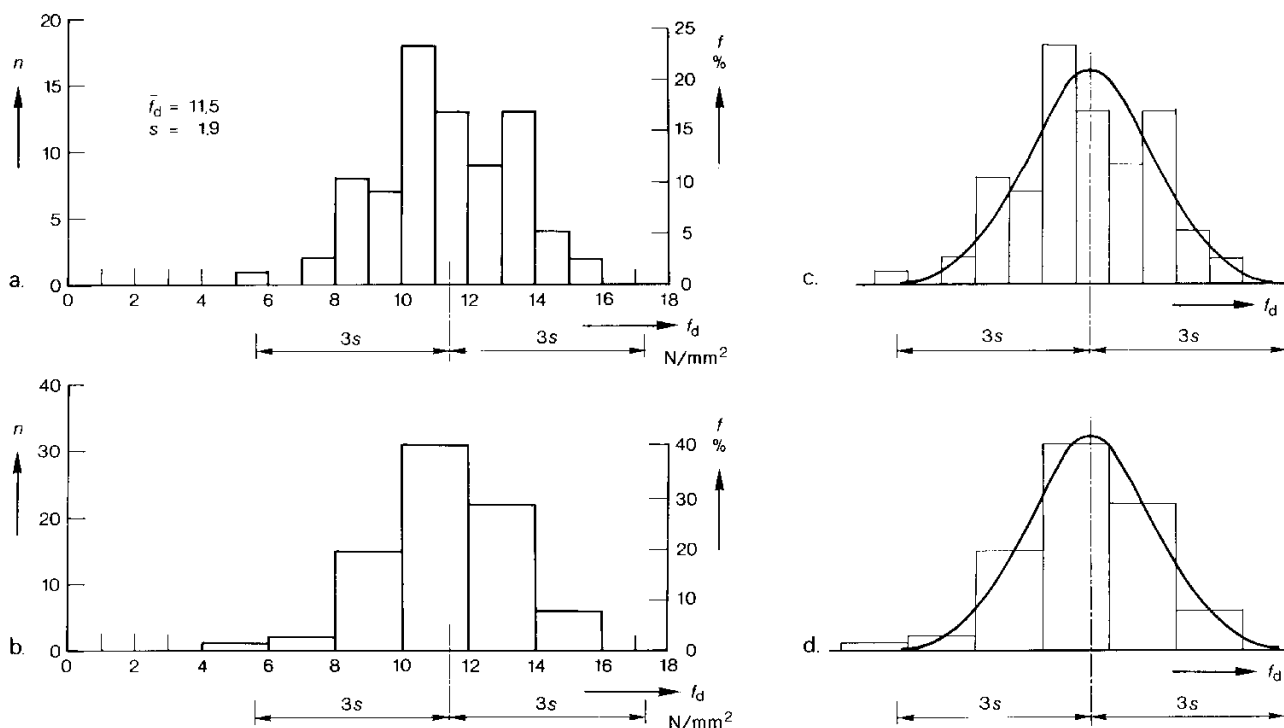


Fig. 47  
 Histogrammen voor de druksterkte van metselwerk. Gegevens ontleend aan fig. 46a ( $n$ =aantal waarnemingen,  $f$ =relatieve frequentie,  $f_d$ =druksterkte).

a. Intervalgrootte 1  $N/mm^2$ .  
 b. Intervalgrootte 2  $N/mm^2$ .  
 c. Normale verdeling; met histogram volgens a.  
 d. Normale verdeling; met histogram volgens b.

Een histogram is een blokvormige grafiek waarbij op de horizontale as de te beschouwen waarneming wordt uitgezet, in dit geval dus de druksterkte van de proefmuurtjes, zie fig. 47. Hierbij wordt de horizontale as in intervallen verdeeld van bijv. 1 of 2  $N/mm^2$ . Voor elk interval wordt bepaald hoeveel waarnemingen in dat interval thuishoren. Zo bezitten in fig. 47a, 18 proefstukken een druksterkte die ligt tussen 10,1 en 11,0  $N/mm^2$ , en in fig. 47b, 31 proefstukken een druksterkte die ligt tussen 10,1 en 12,0  $N/mm^2$ . Deze aantallen worden dan op de verticale as uitgezet en aangeduid als de frequentie van dat interval. Veelal wordt gewerkt met de relatieve frequentie, dit is het percentage waarnemingen in een interval ten opzichte van het totaal aantal waarnemingen. Het totale oppervlak van de blokvormige figuur kan dan gelijk worden gesteld aan 100%. In fig. 47a, b is de relatieve frequentie aan de rechterzijde van de histogrammen uitgezet.

De vorm van het histogram hangt af van de gekozen grootte van het interval op de horizontale as, vergelijk fig. 47a met 47b. Veelal blijken in zo'n histogram de hoogste relatieve frequenties in de omgeving van het gemiddelde te liggen. Naarmate men zich verder van het gemiddelde verwijderd, nemen de relatieve frequenties snel in grootte af. Boven en beneden bepaalde waarden van de onderzochte grootheid zal men helemaal geen waarnemingen meer vinden.

Om de mate van spreiding te bepalen, is een ietwat gecompliceerde procedure geformuleerd waarbij de individuele waarnemingen met het gemiddelde worden vergeleken en waarmede de zgn. standaardafwijking wordt bere-

kend. Door de grootte van de standaardafwijking  $s$ , die dezelfde dimensie bezit als die van de oorspronkelijke waarnemingen, wordt als het ware een nieuwe intervalgrootte geschapen die een veel algemener karakter heeft dan de vrij willekeurig gekozen maat van 1 of 2  $N/mm^2$  in het voorbeeld van fig. 47. Met grote waarschijnlijkheid kan men namelijk stellen dat alle maar mogelijke waarden van de druksterkte zullen liggen in een interval dat zich uitstrekt over 3 x de standaardafwijking, zowel links als rechts van de gemiddelde druksterkte gelegen, zie fig. 47a en b.

### 7.3 Normale verdeling

De vorm van histogrammen van het type als beschreven in paragraaf 7.2 komt in het algemeen goed overeen met die van een bepaalde theoretische kansdichtheidsfunctie, de zgn. 'normale' of Gausse verdeling, zie fig. 47c en d. Ook hier wordt op de horizontale as de onderzochte waarneming uitgezet en op de verticale as de relatieve frequentie. Het totale oppervlak onder de kromme bedraagt weer 100% en de spreiding in de waarnemingen wordt aangegeven door de grootte van de standaardafwijking.

Naarmate de spreiding groter wordt, neemt de standaardafwijking toe; de kromme wordt daardoor breder, dus ook vlakker, zie fig. 48c. Naarmate de spreiding kleiner wordt, neemt de standaardafwijking af en wordt de kromme smaller en steiler, zie fig. 48a. In het geval dat de grootheid met zekerheid bekend is, gaat de kromme over in een verticale lijn, men heeft dan een deterministische grootheid.

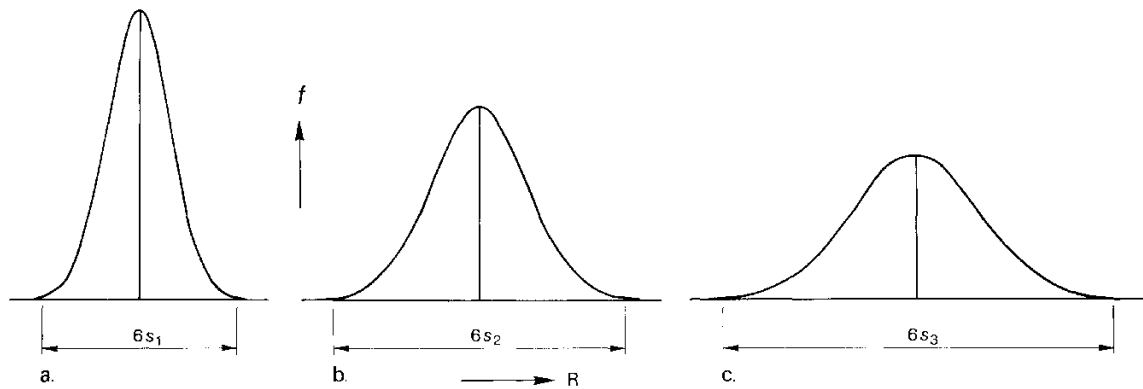


Fig. 48

Normale verdeling.

Het oppervlak van de normale verdeling is constant, de vorm wordt bepaald door de spreiding. Op de verticale as wordt de relatieve frequentie  $f$  uitgezet, op de horizontale as de te onderzoeken grootheid, hier in algemene termen als  $R$  aangeduid.

a, b, c. Toenemende spreiding van  $R$ .

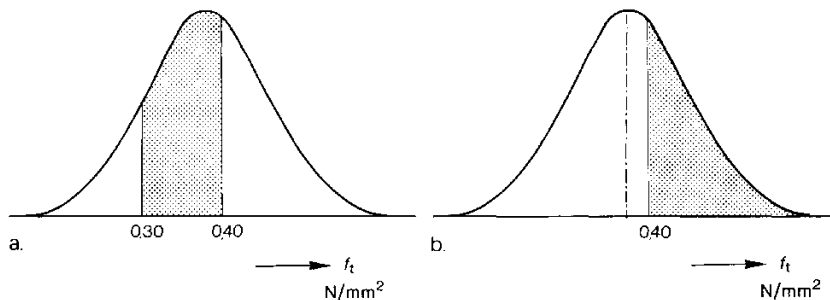


Fig. 49

Grootte van de kans bij een normale verdeling.

Normale verdeling voor de treksterkte van metselwerk volgens fig. 50.

a. De kans dat de waarde van de treksterkte ligt tussen 0,30 en 0,40  $N/mm^2$  bedraagt 47,1%.

b. De kans dat de treksterkte groter is dan 0,40  $N/mm^2$  bedraagt 36,8%, de kans dat de treksterkte kleiner is dan 0,40  $N/mm^2$  bedraagt dus 63,2%.

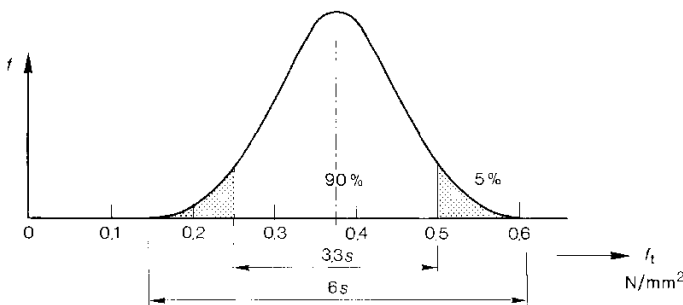


Fig. 50

Aangehouden normale verdeling voor de treksterkte van metselwerk. De 5% onder- en overschrijdingskansen liggen op een afstand van 1,65 x de standaardafwijking links en rechts van het gemiddelde.

Beschouwt men een bepaald interval van de onderzochte grootheid, dan is de kans dat waarden binnen dit interval zullen optreden, gelijk aan het oppervlak onder de kromme over dit interval, zie fig. 49a. In al dit soort beschouwingen wordt de standaardafwijking als maat gehanteerd. Zo geldt voor een gebied van 3 x de standaardafwijking, zowel links als rechts ten opzichte van de gemiddelde waarde uitgezet, dat zich daarin 99,7% van alle waarnemingen bevindt. Voor praktisch gebruik betekent dit dus: alle waarnemingen. Het gebied met 2 x de standaardafwijking ter weerszijden van het gemiddelde beslaat 95,4% van alle waarnemingen en het gebied tussen  $-1$  en  $+1$  x de standaardafwijking beslaat 68%. Al dit soort percentages zijn met de standaardafwijking als 'maatstaf' af te lezen uit tabellen.

Men kan uiteraard ook één waarde van de onderzochte grootheid beschouwen en nagaan hoe groot de kans is dat deze waarde zal worden over- of onderschreden. Een en ander wordt weer aangegeven door de betreffende oppervlakken, zie fig. 49b. Zo is er 50% kans dat grotere waarden optreden dan het gemiddelde en eveneens 50% kans dat lagere waarden optreden. In de civiele techniek wordt veel gebruik gemaakt van die waarde van de stochastische grootheid, waarbij juist 5% kans bestaat dat nog hogere c.q. lagere waarden zullen optreden, zie fig. 50. Hier hoort een interval bij dat gelijk is aan 1,65 x de standaardafwijking ter weerszijden van het gemiddelde. Uiteraard betekent een kans van 5% dat nog lagere waarden optreden, tegelijkertijd dat er 95% kans is dat hogere waarden optreden.

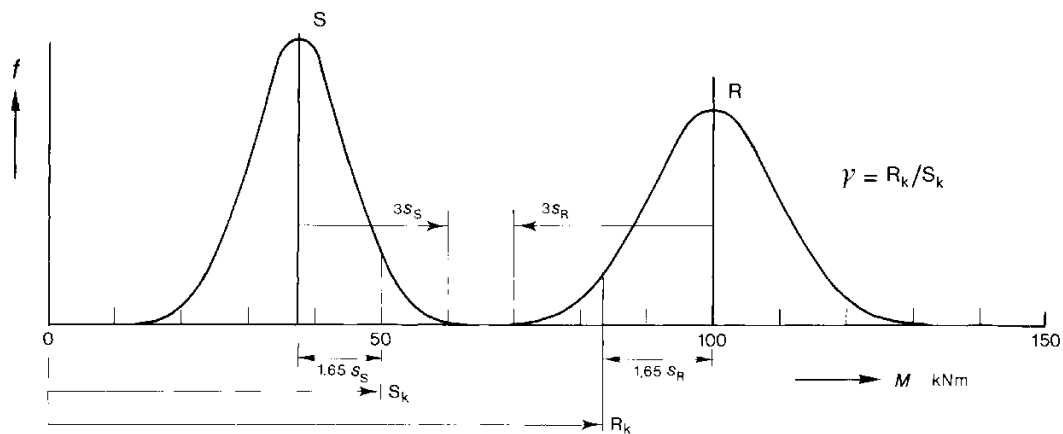


Fig. 51  
Kans op bezwijken van een ligger van gewapend beton. De normale verdelingen voor R en S liggen ver uit elkaar. Kans op bezwijken 1 : 3 000 000.

De veiligheidscoëfficiënt  $\gamma$  wordt gedefinieerd als  $\gamma = R_k/S_k$  en bedraagt hier  $\gamma = 1,67$ . Voor het karakteristieke bezwijkingsmoment  $R_k$  wordt de 5% ondergrens aangehouden, voor de karakteristieke waarde van het optredende moment  $S_k$  de 5% bovengrens.

#### 7.4 Veiligheidsbeschouwingen

De veiligheid van een constructie of een onderdeel daarvan kan worden bepaald door de kans op bezwijken te berekenen. Eerst kan men met gangbare methoden berekenen bij welk buigend moment het beschouwde constructie-onderdeel zal bezwijken als alle van belang zijnde grootheden als deterministisch worden beschouwd. Brengt men vervolgens de spreiding van alle beschouwde grootheden in rekening dan kan ook de spreiding in de grootte van het bezwijkmoment worden bepaald. Hierbij wordt eenvoudigheidshalve vaak aangenomen dat de spreiding in deze grootheden (materiaaleigenschappen en afmetingen) normaal is verdeeld. Voor het bezwijkmoment volgt dan bij benadering eveneens een normale verdeling.

Vervolgens dient men na te gaan welk moment in het beschouwde onderdeel ten gevolge van allerlei uitwendige invloeden maximaal kan optreden. Hierbij treden veel grotere onzekerheden op. Maar in deze beschouwingen zal er van worden uitgegaan dat de gemiddelde waarde van het maatgevende moment en de spreiding daarin eveneens bekend zijn.

Het bezwijkmoment met zijn normale verdeling zal in algemene termen worden aangegeven als R (Résistance: weerstand tegen bezwijken van het constructiedeel). Het optredende moment met zijn normale verdeling zal worden aangegeven als S (Surcharge: belasting van het constructiedeel). Het is duidelijk dat om bezwijken te voorkomen de weerstand R groter zal moeten zijn dan de belasting S, dus  $R - S > 0$ .

Beide grootheden zijn echter alleen maar bekend in termen van een gemiddelde waarde en een spreiding rond die gemiddelde waarde, dus een standaardafwijking. Wiskundig gezien kunnen twee kansverdelingen van elkaar worden afgetrokken. Hierbij ontstaat een nieuwe kansverdeling, waarvan de gemiddelde waarde gelijk is aan het verschil van de oorspronkelijke gemiddelden. De bijbehorende standaardafwijking kan op eenvoudige wijze worden berekend uit de oorspronkelijke standaardafwijkingen.

In fig. 51 zijn beide normale verdelingen weergegeven voor een praktijkgeval van een ligger die op buiging is belast. De krommen liggen zo ver uit elkaar dat alleen de verre uitlopers van beide krommen elkaar overlappen. De kans op bezwijken is dan praktisch nihil. Rekenkundig kan men in dergelijke gevallen nog wel minuscule bezwijkansen bepalen zoals 1 : 1 000 000 of iets dergelijks, maar die hebben met de werkelijkheid niet veel van doen.

In de praktijk werkt men met een veiligheidscoëfficiënt, die eveneens in fig. 51 is aangegeven. Hierbij worden karakteristieke waarden voor de grootheden S en R gehanteerd. Er is altijd wel een kans, dat extreem hoge belastingen of extreem lage sterkten zullen voorkomen, maar die worden buiten beschouwing gelaten. De in fig. 51 aangegeven waarden van de grootheden S en R bij een over- resp. onderschrijdingskans van 5% worden in een berekening volgens de voorschriften gehanteerd als deterministische grootheden.

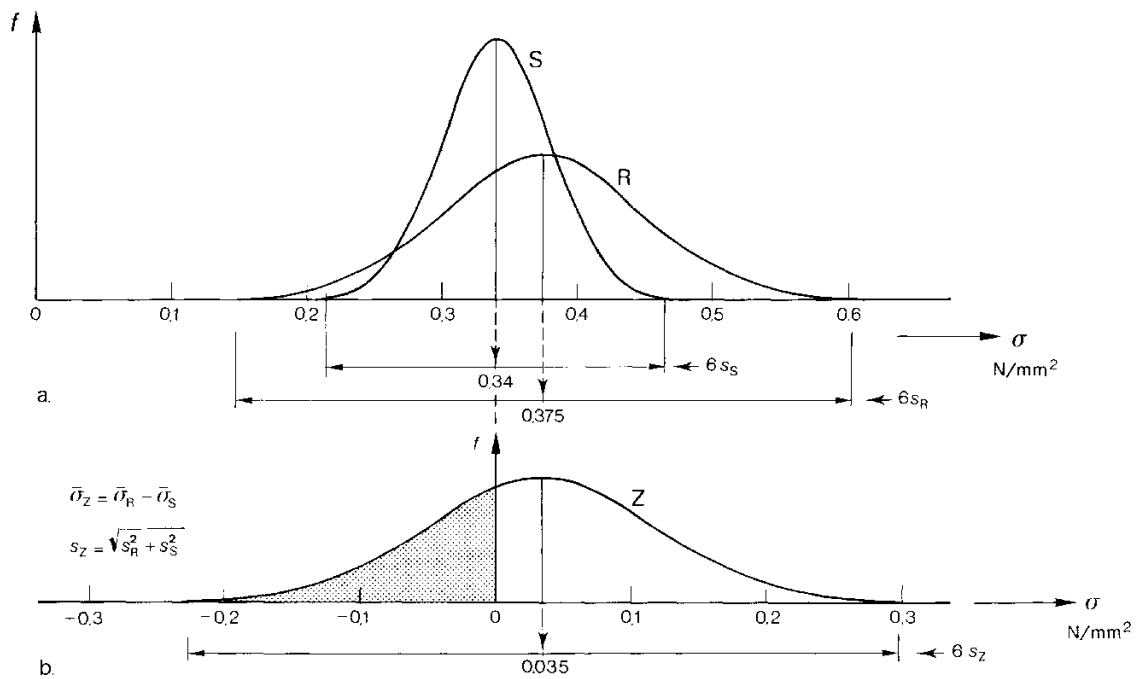


Fig. 52  
Kans op scheurvorming bij een middenwoning van een rijtje van 6 woningen op inhomogene grond.

- a. De normale verdelingen voor R en S overlappen elkaar over grote delen.  
b. Bepaling van de reststerkte Z. De kans op scheurvorming bedraagt 34%.

Men moet wat beter gaan opletten als de uitlopers van de krommen elkaar gaan overlappen binnen een gebied van 3 x de standaardafwijking ten opzichte van de respectievelijke gemiddelden van beide krommen. Bij een bezwijkberekening van een normale constructie zal dit geval zich niet voordoen. Maar voor de bepaling van de kans op scheurvorming kan men op precies dezelfde wijze te werk gaan en hier zullen beide krommen elkaar wel degelijk kunnen overlappen, zie fig. 52a. De grootte R stelt dan de treksterkte van het metselwerk voor en de grootte S de maximaal optredende trekspanning ergens in het metselwerk.

Voor de berekening bepaalt men de reststerkte  $Z = R - S$  met de bijbehorende standaardafwijking, zie fig. 52b. Scheurvorming zal optreden als S groter wordt dan R, dus als Z negatief wordt. Het effect van de belasting is dan immers groter dan de weerstand die de constructie nog kan leveren. Het oppervlak links van de verticale as geeft dan de kans op scheurvorming aan, die in het voorbeeld 34% bedraagt. Dergelijke grote kansen kunnen in de bouw alleen maar worden geaccepteerd als de veiligheid van de constructie niet in het geding is. De situatie van fig. 52 heeft betrekking op de kans op scheurvorming van een middenwoning op inhomogene grond, zie paragraaf 8.3.

# 8 Schade aan de bebouwing

## 8.1 Sterkte van metselwerk

Zoals reeds eerder werd vermeld, gedraagt metselwerk zich als een stijf maar bros materiaal; het is sterk als het op druk wordt belast maar scheurt snel als het op trek wordt belast. Als metselwerk in horizontale of verticale richting op druk wordt belast, gedraagt het zich in beide gevallen als een stijf en sterk materiaal met druksterkten die globaal variëren tussen 8 en 16 N/mm<sup>2</sup> voor de steenkwaliteiten rood, boerengrauw en hardgrauw, zoals blijkt uit fig. 47.

Indien metselwerk op trek wordt belast, hangt het gedrag in sterke mate af van de richting van de trekspanningen ten opzichte van het voegverband. In fig. 53a werken de trekspanningen in verticale richting. Scheurvorming treedt op als de lage hechtsterkte tussen stenen en lintvoegen wordt overschreden; deze hechtsterkte varieert tussen 0,1 en 0,3 N/mm<sup>2</sup>. In fig. 53b werken de trekspanningen in horizontale richting. De hechtsterkte ter plaatse van de stootvoegen is snel overschreden; hier ter plaatse ontstaan dan haarscheurtjes die veelal niet worden opgemerkt. De trekkrachten moeten dan bij het verder opvoeren van de belasting via de lintvoegen van de ene steen naar de andere worden overgebracht. De hierbij behorende vervormingen zijn veel groter dan vóór het ontstaan van de haarscheurtjes, zoals schematisch in fig. 54 is weergegeven. Er zijn nu twee vormen van doorgaande scheurvorming mogelijk; óf via de stootvoegen en door de stenen, óf via een zig-zag lijn langs de voegen. Beide mogelijkheden zijn weergegeven in fig. 53c. De zig-zag vormige scheuren treden echter alleen op bij zeer sterke steensoorten zoals klinkers.

Tenslotte is in fig. 53d het gedrag van metselwerk weer gegeven onder zgn. zuivere afschuiving. Dit houdt in dat onder 45° een stelsel trek- en drukkrachten werkzaam is. Scheurvorming zal optreden loodrecht op de richting van de trekspanningen, zodat de scheuren veelal langs een kartelijlijn het voegverband zullen volgen, zie fig. 53d.

Het overschrijden van de druksterkte treedt in de woningbouw niet op. Overschrijding van de (verticale) hechtsterkte komt bij zakkingsverschijnselen meestal niet aan de orde ten gevolge van de reeds aanwezige verticale drukspanningen ten gevolge van het eigen gewicht. Maatgevend zijn de doorgaande scheurvorming volgens fig. 53c (links) of volgens fig. 53d.

Om tot een schadeverwachting te kunnen komen, moet de stochastische grootheid R worden bepaald die maatgevend is voor de sterkte van het materiaal. Voor de bepaling van de kans op scheurvorming is dit dus de treksterkte  $f_t$  van metselwerk. Hoewel omtrent Nederlands metselwerk niet al te veel bekend is, heeft een uitvoerig literatuuronderzoek aanleiding gegeven om de volgende waarden te hanteren.

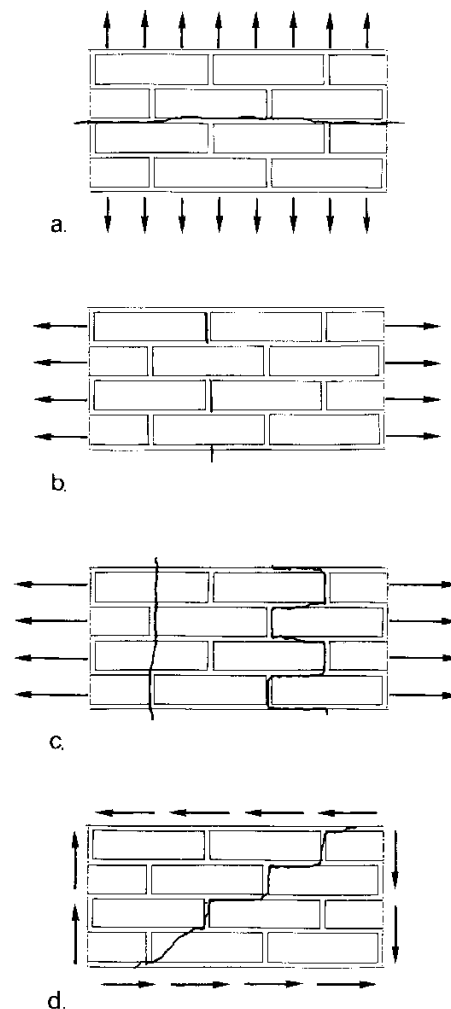


Fig. 53

Treksterkte van metselwerk.

- Trek in verticale richting veroorzaakt overschrijding van de hechtsterkte van metselwerk.
- Trek in horizontale richting veroorzaakt eerst haarscheurtjes in de stootvoegen maar nog geen doorgaande scheurvorming.
- Doorgaande scheurvorming kan op twee manieren plaatsvinden; dóór de stenen heen bij zwakke steensoorten en in een zig-zag vorm langs de stenen bij sterke steensoorten.
- Zuivere afschuiving veroorzaakt scheurvorming onder 45°, veelal trapsgewijs via de voegen verlopend.

5% onderschrijdingskans  $f_t = 0,250 \text{ N/mm}^2$   
 gemiddelde waarde  $f_t = 0,375 \text{ N/mm}^2$   
 5% overschrijdingskans  $f_t = 0,500 \text{ N/mm}^2$   
 standaardafwijking  $s = 0,076 \text{ N/mm}^2$

De kansverdelingskromme is weergegeven in fig. 50, en de bijbehorende spannings-rek diagrammen in fig. 54.

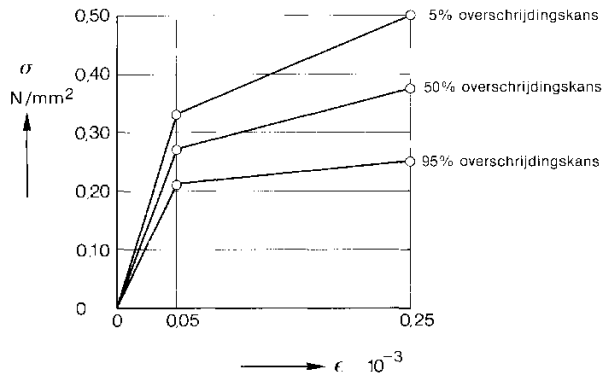


Fig. 54  
 Geschematiseerde spannings-rek diagrammen voor metselwerk onder horizontale belasting zowel voor de gemiddelde sterkte als voor de 5% onder- en overschrijdingskansen. De flauwe takken van de diagrammen beginnen na het ontstaan van de in fig. 53b getekende haarscheurtjes en eindigen met één van de doorgaande scheurpatronen van fig. 53c.

## 8.2 Maximale momenten in de woningen

In paragraaf 7.1 werd reeds kort ingegaan op de moeilijkheden die optreden als men de maximale trekspanningen in de muren van de woningen met hun spreiding wil bepalen. Om dit vraagstuk tot een bevredigend einde te kunnen brengen, moet een aantal keuzen en aannamen worden gedaan. Ter wille van de overzichtelijkheid wordt daartoe in deze paragraaf alleen de eerste stap gezet, de bepaling van de momentenverdeling in het rijtje woningen en de daarin optredende spreiding. In paragraaf 8.3 wordt dan op de maximale trekspanningen in de muren ingegaan.

De eerste keuze is geweest om alleen dat woningtype te onderzoeken dat het meest gevoelig is voor scheurvorming: een rijtje woningen uitgevoerd in traditioneel metselwerk en gefundeerd op staal. Het rijtje van 6 woningen is hierbij als maatgevend voor het hele gebied aangenomen. Rijtjes met een groter aantal woningen zijn meer schadegevoelig, rijtjes met minder woningen zijn minder schadegevoelig.

De tweede keuze bestaat uit de geometrie van de woningen: een voorbeeld van de 'nieuwe bouw' met grote raamopeningen, zie fig. 30. Hoewel de afmetingen van andere rijtjeswoningen hier wel wat van kunnen verschillen, kan het gekozen type toch wel als representatief voor het gebied worden beschouwd. Hierbij maakt het weinig uit of een funderingsbalk van gewapend beton of een vertande gemetselde fundering van baksteenklinkers is toegepast.

Een veel grotere moeilijkheid wordt gevormd door de onzekerheden omtrent de toegepaste funderingsbreedten. Om na te gaan in hoeverre de bebouwing daarvoor gevoelig is, is voor homogene grond een groot aantal varianten doorgerekend. Hieruit kan een hele 'reeks' van momentenlijnen worden bepaald die het overgrote deel van de mogelijkheden toch wel bestrijkt. Een aantal van deze momentenlijnen is weergegeven in fig. 43a. Numerieke waarden voor de extreme momenten zijn weergegeven in tabel 2.

De invloed van de verschillen in stijfheid van homogene grond, zoals die mag worden verwacht bij zand, klei en veen blijkt een betrekkelijk geringe invloed op de momentenverdeling te hebben, die ondergeschikt is aan de invloed van de breedten van de funderingsstroken.

De volgende belangrijke veronderstelling is dat ook voor al deze mogelijke momentenverdelingen de 'normale' verdeling volgens de waarschijnlijkheidsleer wordt aangehouden. De in tabel 2 genoemde grenzen zijn daarbij beschouwd als de kans op 5% onder- en overschrijding, op overeenkomstige wijze als in fig. 50 is weergegeven. Op deze manier wordt de mogelijkheid open gelaten dat toch nog ongunstiger momentenverdelingen kunnen optreden.

Over de inhomogeniteiten van de grond zijn zeer weinig gegevens bekend. Er is aangenomen dat de stijfheidsvariëaties zoals die bij de rand van een geulopvulling optreden, een redelijke indicatie van de stijfheidsverschillen voor een klei-achtige ondergrond zullen geven, zie fig. 6.

Bij de inhomogene grond is alleen het meest ongunstige funderingstype beschouwd (variant B1 van fig. 43b) en zijn slechts 3 posities van het rijtje woningen ten opzichte van de geulopvulling doorgerekend. De gevonden maximale en minimale momenten zijn daarom wat ruimer naar boven en beneden afgerond en als de grenzen met 5% onder- en overschrijdingskansen beschouwd. De numerieke waarden zijn eveneens vermeld in tabel 2.

Een en ander houdt in dat zowel voor homogene grond als voor inhomogene grond bij aanname van een 'normale verdeling' de gemiddelde waarden van de momenten vastliggen voor een midden- en een eindwoning en dat de grootte van de bijbehorende standaardafwijkingen eveneens bekend is. De standaardafwijking is bij de genoemde 5% kans op over- en onderschrijding, namelijk gelijk aan het momenten-interval gedeeld door 3,3, zie ook fig. 50.

Tabel 2 Spreiding in de momenten bij een middenwoning en een eindwoning, zowel voor homogene grond als inhomogene grond ( $M_1$  en  $M_2$  zijn weergegeven in fig. 35d).

|                  | Middenwoning:<br>Constant moment.<br>$M_1$ varieert tussen: | Eindwoning:<br>Driehoekig verlopend moment.<br>$M_2$ varieert tussen: |
|------------------|---|---|
| homogene grond   | - 100 en + 600 kNm  | - 50 en + 400 kNm   |
| inhomogene grond | - 200 en + 1500 kNm   | - 100 en + 800 kNm  |

### 8.3 Maximale trekspanningen in de muren

Zoals reeds werd vermeld, is de stijfheid van de diverse grondsoorten in het onderzoeksgebied klein ten opzichte van de stijfheid van de nog ongescheurde woningen. Bij een homogene grond heeft een wat hogere of lagere stijfheid van de grond dan ook betrekkelijk weinig invloed op de spanningen in de muren van een woning, die ontstaan ten gevolge van de rechtstreekse afdracht van de belasting naar de ondergrond (belastinggeval a. van paragraaf 6.5). De spanningen in de voor- en achtergevels van een woning, die ontstaan ten gevolge van de buigende momenten zijn recht evenredig met de grootte van deze momenten (belastinggeval b. van paragraaf 6.5). De stijfheid van de grond heeft echter wel degelijk een zekere invloed op de grootte van de buigende momenten.

Voor de bepaling van de uiteindelijke spanningsverdeling behoeven alleen de voor- en achtergevels van de woning te worden beschouwd. De spanningen van de belastinggevallen a. en b. moeten daartoe worden gesuperponeerd.

Deze spanningen zijn dan nog wel lineair afhankelijk van het buigende moment, maar niet meer recht evenredig. Als men dus voor twee verschillende waarden van het moment de spanningen berekent, dan kan men door lineaire interpolatie of extrapolatie de spanningen bij elk moment bepalen, zie fig. 55.

Om enig inzicht te verkrijgen waar de grootste trekspanningen zullen optreden, zijn voor een aantal combinaties van belastinggeval a. en b. alleen de trekspanningen getekend die een bepaalde waarde overschrijden, zie fig. 57. Voor deze gebieden die alle langs de onder- of bovenzijde van de muur of langs een raam- of deuropening liggen, zijn de extreme trekspanningen uitgezet als functie van het buigende moment. Dit is in fig. 56a voor een middenwoning gebeurd en in fig. 56b voor een eindwoning. Tussen deze beide figuren is ook aangegeven tussen welke grenzen de treksterkte van metselwerk kan variëren.

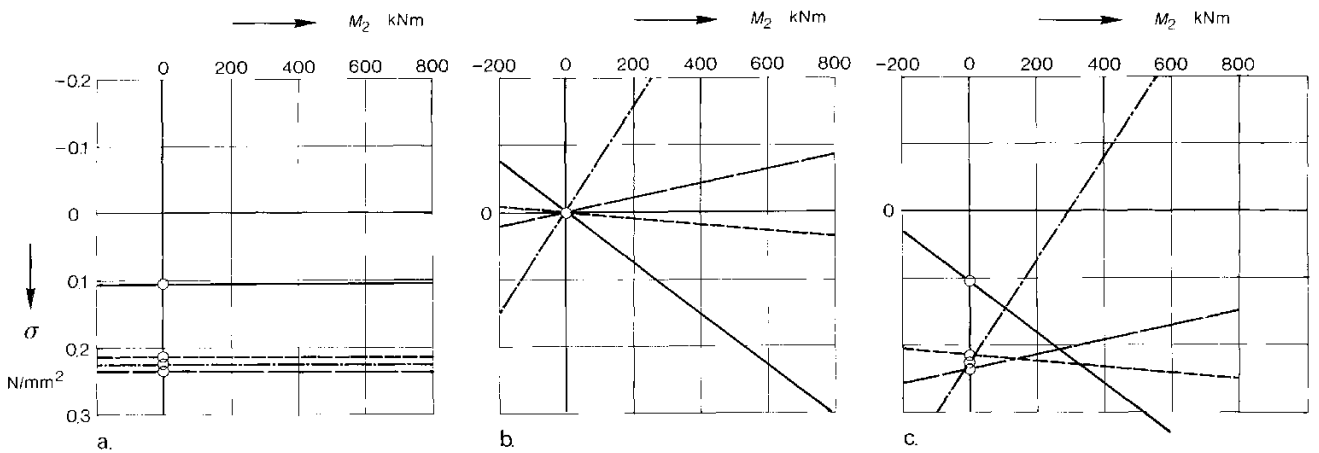


Fig. 55  
Superpositie van spanningen in enkele punten als functie van het buigende moment  $M_2$  in een eindwoning volgens fig. 35d. (In fig. 55 is de opbouw weergegeven van het spanningsverloop volgens fig. 56b.)

a. Belastinggeval a; de spanningen zijn constant.  
b. Belastinggeval b; de spanningen zijn recht evenredig met het buigende moment.  
c. Superpositie van de belastinggevallen a. en b.; de spanningen zijn lineair afhankelijk van het buigende moment.

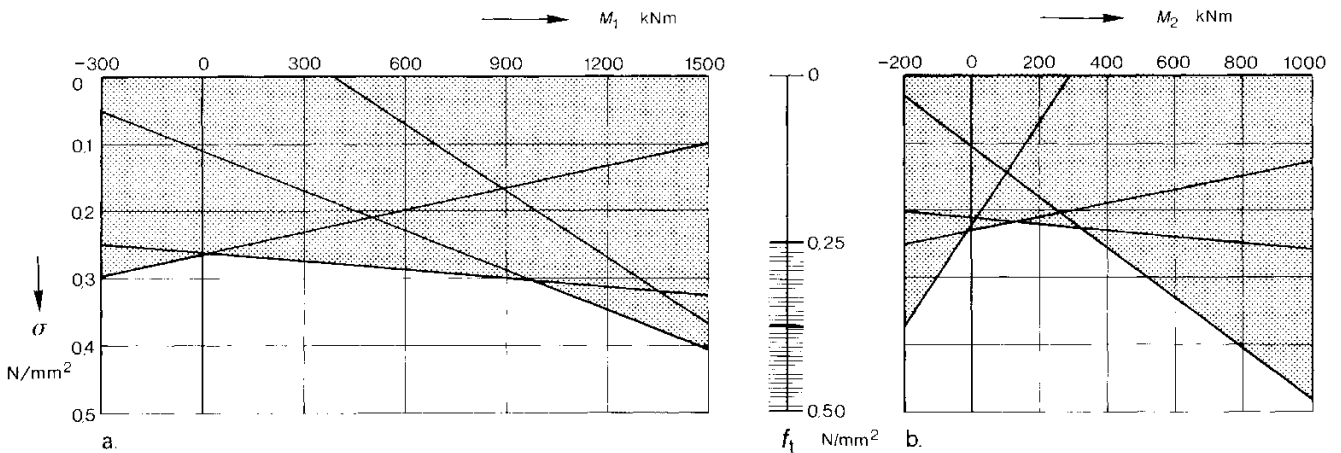
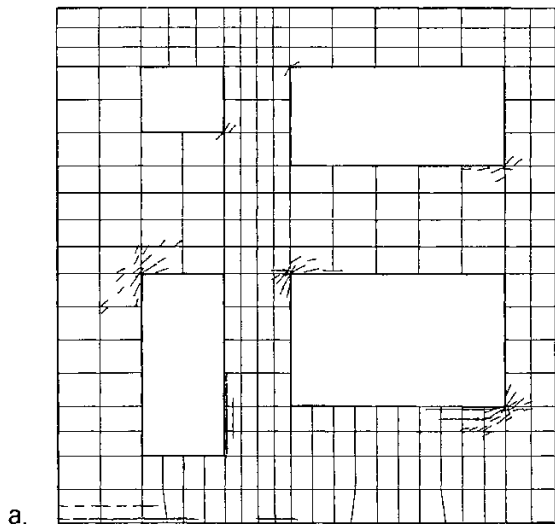


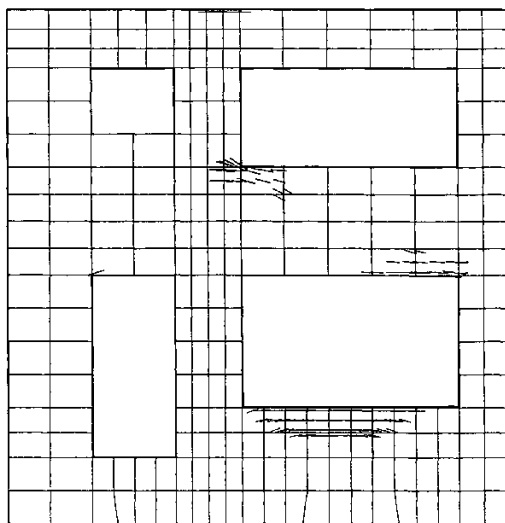
Fig. 56  
Verloop van de extreme trekspanningen als functie van het buigende moment.  
( $M_1$  en  $M_2$  volgens fig. 35d).

a. Spanningen in een middenwoning als functie van het moment  $M_1$ .  
b. Spanningen in een eindwoning als functie van het moment  $M_2$ .

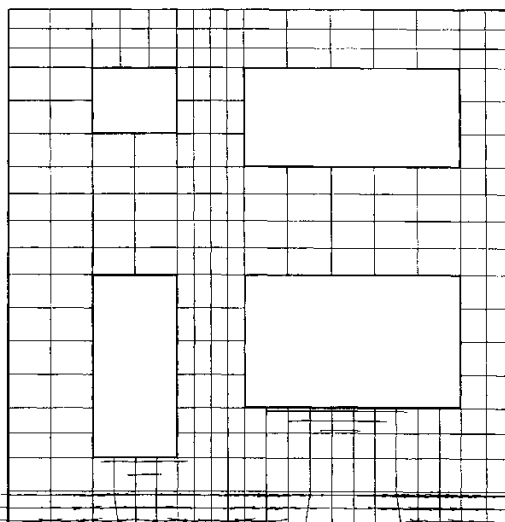




a.



b.



c.

Bij niet al te grote waarden van het moment blijken de maximale trekspanningen maar weinig te variëren. De hellingen van de betreffende spanningslijnen zijn betrekkelijk flauw. Als de momenten echter vrij grote waarden bereiken of negatief worden, dan blijken heel andere punten van de muren maatgevend te worden, waarbij de hellingen van deze spanningslijnen veel steiler zijn.

Nog steeds is van het rijtje woningen niet bekend welk momentenverloop er in zal optreden als de wijze van funderen en de variatie in grondgesteldheid niet bekend zijn. Maar met de voorheen genoemde aannamen kunnen wel de grenzen worden aangegeven waarbinnen de buigende momenten in het rijtje zich zullen bevinden (5% over- en onderschrijdingskans). Deze waarden zijn vermeld in tabel 2 en de bijbehorende spanningen kunnen in fig. 56 worden afgelezen.

In fig. 56a geeft het gerasterde gebied alle trekspanningen aan die maar ergens in de voorgevel van een middenwoning kunnen optreden als functie van het moment in een middenwoning. In fig. 56b geldt hetzelfde voor een eindwoning. Voor de berekening is de omhullende van de getekende lijnen van belang. Aan deze omhullende is af te lezen welk maximum en welk minimum de extreme trekspanningen kunnen bereiken voor het in tabel 2 aangegeven momenten-interval.

Als voorbeeld is het momentenbereik voor een middenwoning gekozen, zowel voor het geval van homogene grond als inhomogene grond. Uit fig. 56a zijn dan de volgende waarden af te lezen:

Homogene grond:

$$M = -100 \text{ kNm} \quad \sigma_1 = 0,280 \text{ N/mm}^2$$

$$M = 0 \text{ kNm} \quad \sigma_1 = 0,270 \text{ N/mm}^2$$

$$M = +600 \text{ kNm} \quad \sigma_1 = 0,290 \text{ N/mm}^2$$

Inhomogene grond:

$$M = -200 \text{ kNm} \quad \sigma_1 = 0,290 \text{ N/mm}^2$$

$$M = 0 \text{ kNm} \quad \sigma_1 = 0,270 \text{ N/mm}^2$$

$$M = +1500 \text{ kNm} \quad \sigma_1 = 0,410 \text{ N/mm}^2$$

Voor homogene grond is de spreiding in de extreme trekspanningen zeer gering; de maximale trekspanning kan praktisch als een deterministische grootte worden beschouwd. Voor inhomogene grond is de spreiding groter. Ook hier is weer aangenomen dat de marge tussen de extreme waarden 90% van alle werkelijk voorkomende waarden omvat en derhalve gelijk kan worden gesteld aan 3,3 x de standaardafwijking  $s$ . Hieruit volgt:

$$s = (0,410 - 0,270) : 3,3 = 0,042 \text{ N/mm}^2.$$

De gemiddelde waarde van de trekspanning is gelijk aan:

$$\bar{\sigma}_1 = (0,410 + 0,270) : 2 = 0,340 \text{ N/mm}^2.$$

De kans op scheurvorming bedraagt 34%, zoals is weergegeven in fig. 52.

Fig. 57

Plaats van de maximale trekspanningen voor drie gevallen.

a. Linker eindwoning, rechtstreekse belastingafdracht +  $M_2 = 400 \text{ kNm}$ .

Hoofdtrekspanningen  $\sigma_1 > 0,25 \text{ N/mm}^2$ .

b. Middenwoning, alléén rechtstreekse belastingafdracht ( $M_1 = 0$ ).

Hoofdtrekspanningen  $\sigma_1 > 0,125 \text{ N/mm}^2$ .

c. Middenwoning, rechtstreekse belastingafdracht +  $M_1 = 600 \text{ kNm}$ .

Hoofdtrekspanningen  $\sigma_1 > 0,25 \text{ N/mm}^2$ .

## 8.4 Kans op scheurvorming door eigen gewicht

Met de voorheen beschreven methode kan een indicatie worden verkregen van de spreiding in de optredende extreme trekspanningen in de maatgevende gevels met raamen deuropeningen. De spreiding in de treksterkte is bekend uit literatuurgegevens. Op deze wijze worden zowel de extreme trekspanningen als de treksterkte van het metselwerk als stochastische grootheden beschouwd. Met behulp van vrij eenvoudige formules uit de kansrekening kan dan worden nagegaan hoe groot de kans is dat alleen ten gevolge van het eigen gewicht (en een vrij geringe variërende belasting), reeds scheurvorming in de beschouwde muren is opgetreden, zie fig. 52.

Beschouwt men het totale bestand aan rijtjes van 6 woningen, op staal gefundeerd, maar dan wel op homogene grond, dan bedraagt de kans op scheurvorming minder dan 10%. Gaat men echter uit van inhomogene grond, dan loopt de kans op scheurvorming bij een klei-achtige ondergrond op tot 34%, zie fig. 52b. Bij al dit soort kansberekeningen is de aangenomen gemiddelde waarde van de treksterkte van metselwerk van grote invloed op de uitkomst. Als de gemiddelde treksterkte bijv. toeneemt van 0,375 tot 0,400 N/mm<sup>2</sup>, bij overigens gelijkblijvende spreiding, dan loopt de kans van 34% terug naar 22%. Van elke 100 beschouwde rijtjes van 6 woningen, zullen er dan ten gevolge van het eigen gewicht nog maar 22 scheurvorming vertonen in plaats van 34.

Er is te weinig van de ondergrond in het onderzoeksgebied bekend om gefundeerde uitspraken te kunnen doen, in hoeverre de grond als redelijk homogeen kan worden beschouwd en in hoeverre als inhomogeen. Maar de mate van scheurvorming die intussen reeds is opgetreden, kan hieromtrent wél een indicatie verschaffen bij een inspectie ter plaatse. Indien geen of hoegenaamd geen scheurvorming kan worden geconstateerd bij het onderzochte woningtype, dan ligt het voor de hand dat hetzij een homogene ondergrond aanwezig is, of dat op palen is gefundeerd. Licht het percentage scheurvorming echter duidelijk hoger dan elders, dan mag worden verwacht dat daar een inhomogene ondergrond aanwezig is.

Naarmate meer gegevens over de fundering en de grondgesteldheid bekend zijn, zal de onzekerheid over de grootte van de optredende momenten geringer worden. Als de momentenverdeling in het rijtje woningen precies bekend is, kan de extreme trekspanning als een deterministische grootheid worden beschouwd en blijft alleen de treksterkte van het metselwerk nog als stochastische grootheid over. Voor dit laatste geval zijn voor de omhullenden van de figuren 56a en b de kansen op scheurvorming berekend en in gestyleerde vorm weergegeven in fig. 58. Hierbij is aangenomen dat het moment  $M_2$  in een eindwoning maximaal gelijk is aan  $M_2 = \frac{2}{3}M_1$ . Het blijkt dat de middenwoning in de meeste gevallen maatgevend is.

Als het moment in de middenwoning toeneemt van 0 tot 950 kNm, dan neemt de kans op scheurvorming door eigen gewicht toe van 7,5% tot 16,5%. Qua kans op scheurvorming bevindt men zich in het rustige middengebied van de kromme. Boven een moment van 950 kNm nemen de kansen op scheurvorming aanmerkelijk sneller toe; bij een moment van 1200 kNm bedraagt de kans op scheurvorming reeds 37,5%.

Opvallend is dat de sterke toenames van de kans op scheurvorming zowel optreden bij relatief kleine negatieve momenten als bij verhoudingsgewijs aanmerkelijk grotere positieve momenten. Het 'doorhangen' van het rijtje woningen is vanuit een oogpunt van scheurvorming veel minder erg dan het vertonen van een 'katterug'.

## 8.5 Toename van de kans op scheurvorming door daling van de grondwaterstand

Door een eenmalige slootpeilverlaging van 0,20 m (uitgaande van een grondwaterstand die voorheen nog niet is onderschreden) kan bij een rijtje van 6 woningen nabij een sloot op een homogene klei-achtige ondergrond in een middenwoning een extra moment van -100 kNm worden verwacht, zie fig. 40e. Door de veel grotere seizoenmatige grondwaterstandsveranderingen kunnen de momenten variëren tussen -100 en +100 kNm, zie fig. 40e. Dit wordt veroorzaakt door het veel stijvere karakter van de grond voor dit soort wisselbelastingen, zie ook fig. 19b.

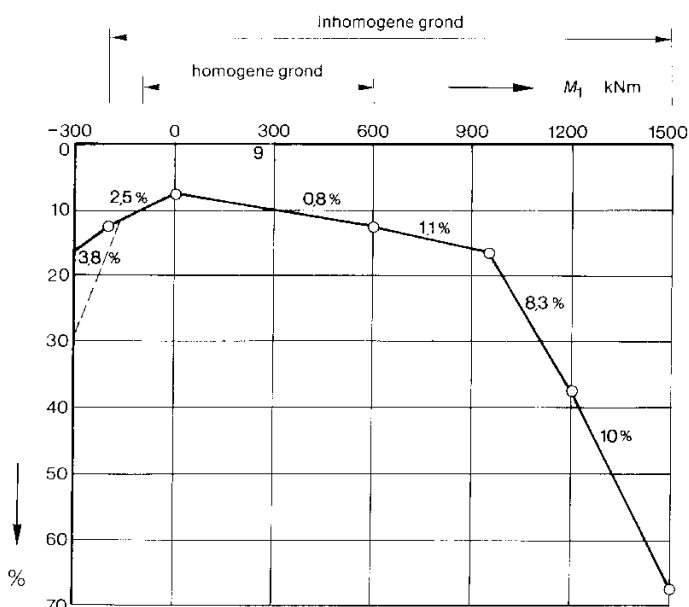


Fig. 58

Kans op scheurvorming bij het rijtje van 6 woningen als functie van het optredende buigende moment in een middenwoning onder invloed van het eigen gewicht bij een klei-achtige ondergrond.

De kromme is gebaseerd op de spanningen in een middenwoning en een eindwoning volgens fig. 56; hierbij is aangenomen dat  $(M_2)_{max} = \frac{2}{3}M_1$ .

De getallen bij de verschillende takken van de kromme geven de toe- en afname van de kans op scheurvorming weer bij een variatie van het moment met 100 kNm.

De stippellijn heeft betrekking op de spanningsverdeling in een eindwoning, bij de vrij onwaarschijnlijke funderingsvariant B3 van fig. 43a.

Bij een constante daling van de (gemiddelde laagste) grondwaterstand van 0,20 m bij inhomogene grond hangt de grootte van het extra moment af van de plaatsing van het rijtje woningen ten opzichte van de inhomogeniteiten, zie fig. 42b. Voor een middenwoning kan voor het ongunstigste geval worden uitgegaan van een variatie tussen  $-160$  kNm en  $+100$  kNm. Uit de momentenlijnen voor de grondwaterstandsdingen blijkt ook dat het buigende moment  $M_b$  in een eindwoning klein is ten opzichte van het maximale moment  $M_i$  in een middenwoning, zodat het moment in een eindwoning verder niet behoeft te worden beschouwd.

De gestyleerde kanslijn van fig. 58 biedt een goed uitgangspunt om de toename van de kans op scheurvorming door grondwaterstandsdingen te bepalen. Het gemakkelijkste is een en ander te verklaren aan de hand van een voorbeeld. Stel dat het buigende moment door het eigen gewicht in de middenwoning gelijk is aan  $+300$  kNm, zie fig. 58 (of 59). Ten gevolge van een grondwaterstandsding van 0,20 m kan het moment toenemen tot:

$$M = +300 + 100 = +400 \text{ kNm} \text{ en ook afnemen tot:}$$

$$M = +300 - 160 = +140 \text{ kNm.}$$

Bij het eigen gewichtsmoment bedraagt de kans op scheurvorming precies 10%, zie fig. 58. Bij een moment van  $+400$  kNm bedraagt deze kans 10,8%, zie fig. 58. Een afname van het buigende moment vermindert de kans op scheurvorming en behoeft voor dit geval niet te worden beschouwd.

Als het buigende moment in de middenwoning ten gevolge van het eigen gewicht echter gelijk zou zijn geweest aan  $+1200$  kNm, dan zou een toename van het moment tot  $+1300$  kNm de reeds aanwezige kans op scheurvorming van 37,5% hebben vergroot tot 47,5%. Dit steeds opnieuw aflezen van de waarde van het moment na een grondwaterstandsding van 0,20 m kan worden vermeden als men de gehele gestyleerde kanslijn over een afstand van 100 kNm naar links verschuift. Dit is gebeurd in fig. 59 en het is gemakkelijk te controleren dat men de toegenomen kans onder het oorspronkelijke eigen gewichtsmoment kan aflezen.

Voor momenten kleiner dan nul heeft de betreffende tak van de kanslijn een tegengestelde helling. In dit geval is het moment van  $-160$  kNm maatgevend en moet de betreffende tak over een afstand van 160 kNm naar rechts worden verschoven. Op geheel analoge wijze kunnen ook de kansen op scheurvorming voor andere grondwaterstandsdingen worden bepaald. Ter wille van de volledigheid is dit in fig. 59 ook voor dalingen van 0,40 m en 0,60 m gedaan.

Fig. 59

Kans op scheurvorming bij het rijtje van 6 woningen ten gevolge van het eigen gewicht en een gelijkmatige grondwaterstandsding van 0,20 – 0,40 – 0,60 m.

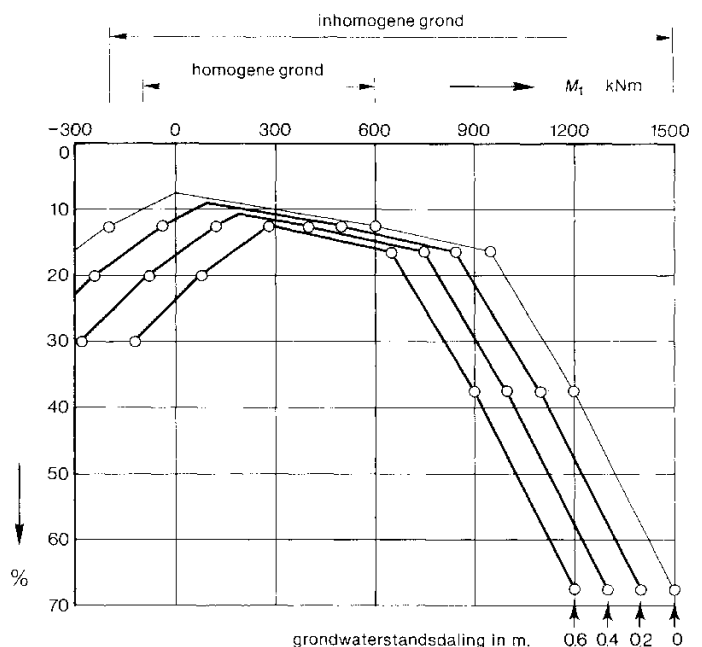
De berekeningen gelden voor een klei-achtige ondergrond en er is uitgegaan van de meest ongunstige positie van het rijtje woningen ten opzichte van de aangenomen inhomogeniteiten van de ondergrond zoals aangegeven in fig. 41a.

Het meest opvallende is echter dat niet langer de absolute waarde van het moment door het eigen gewicht van belang is voor de toename van de kans op scheurvorming, maar de hellingen van de verschillende takken van deze kanslijn. In het rustige middengebied van de kromme bedraagt de toename nog geen 1% per 0,20 m daling van de grondwaterstand, maar bij grote momenten door het eigen gewicht zoals die bij inhomogene grond kunnen optreden, loopt de toename van de kans op scheurvorming op tot omstreeks 10% per 0,20 m daling. De grondwaterstandsdingen van 0,40 en 0,60 m in fig. 59 zijn beschouwd, omdat het zeer wel mogelijk is dat men uit anderen hoofde tot grotere peilverlagen zou kunnen besluiten.

In voorgaande tijden zijn soms grote peilverlagen aangebracht. Indien hierbij na kortere of langere tijd geen schade is opgetreden bij op staal gefundeerde gebouwen, dan houdt dit in dat men zich in die gevallen in het rustige middengebied van de kanslijn moet hebben bevonden, waar de buigende momenten door het eigen gewicht nog betrekkelijk klein zijn. De toename van de kans op scheurvorming door grondwaterstandsdingen is dan zo gering dat nauwelijks op scheurvorming behoeft te worden gerekend.

Het is duidelijk dat bij toenemende momenten, dus bij meer inhomogene grond of bij een ongunstiger positie van het rijtje op deze grond, de kans op scheurvorming door het eigen gewicht snel stijgt. De toename van deze kans door een constante grondwaterstandsding blijft echter vrijwel onveranderd.

Het lijkt nuttig er op te wijzen dat een slootpeilverlaging geen direct zichtbare gevolgen behoeft te hebben. Het verloop van de grondwaterspiegel kan tussen zomer en winter vrij grote verschillen vertonen, zonder dat de extreme standen worden bereikt zoals die in fig. 5 zijn aangegeven. Ook bij een slootpeilverlaging van 0,20 m is de kans groot dat de extreem lage grondwaterstand zoals die in de zeer droge zomer van 1976 is voorgekomen, gedurende meerdere jaren niet zal worden onderschreden, totdat weer een vrij droge zomer optreedt. De berekende effecten zullen pas volledig optreden als dezelfde extreme droogte van 1976 zich herhaalt. Diep wortelende bomen kunnen hierbij een plaatselijk verdergaande grondwaterstandsding veroorzaken.



# 9 Toelaatbare slootpeilverlagingen

## 9.1 Zakking van de bebouwing afhankelijk van de grondsoort

Bij een slootpeilverlaging van 0,20 m hangt de daling van de grondwaterstand rondom en onder de bebouwing af van de grondsoort. Tabel 3 geeft hiervan een overzicht. Doordat nu de gehele kavel -exclusief de randzones- is beschouwd, wijken de getallen in geringe mate af van die in tabel 1 van paragraaf 3.2.

Alle voorgaande berekeningen van de spanningen in de muren van de woningen zijn uitgevoerd voor een voornamelijk klei-achtige ondergrond; ook fig. 5 (links) geldt voor de grondsoort klei. Enerzijds is dit gedaan omdat bij klei de grootste variatie in grondwaterstand optreedt tussen het midden van de kavel en het slootpeil. Anderzijds kunnen de voor een klei-achtige ondergrond verkregen resultaten gemakkelijk worden omgewerkt voor de andere grondsoorten.

Het bolvormige verloop van de grondwaterstands daling vanaf de sloot naar het midden van de kavel heeft in vrijwel alle gevallen een ontlastende invloed op de positieve momenten door eigen gewicht van de woningen. Ter wille van de eenvoud is de invloed bij de negatieve momenten reeds ondergebracht in de grenzen die in tabel 2 zijn aangehouden. Er behoeft dan alleen nog maar rekening te worden gehouden met de invloed van een constante daling van de grondwaterstand bij inhomogene grond. Bij een homogene ondergrond heeft een constante grondwaterstands daling immers een vrijwel gelijkmatige zetting onder en naast gebouwen tot gevolg. De gebouwen zakken gelijkmatig mee en de kansen op scheurvorming worden hoegenaamd niet vergroot:

Zoals in paragraaf 4.5 reeds in woorden werd vermeld, kan de zetting  $z$  van de grond onder de bebouwing globaal aan de daling van de gemiddelde laagste grondwaterstand  $w$  worden gerelateerd door middel van de volgende betrekkingen:

|      |              |
|------|--------------|
| zand | $z = 0,05 w$ |
| klei | $z = 0,10 w$ |
| veen | $z = 0,15 w$ |

Bij een daling van de grondwaterstand is de belasting recht evenredig met deze daling. Dit houdt in dat bij zandgrond maar de helft van de zakking optreedt als bij kleigrond. De zandgrond is dus 2 x zo stijf als de kleigrond. Evenzo bezit de veengrond maar 2/3 van de stijfheid van de kleigrond.

Over de variatie in grondeigenschappen bij zand en bij veen zijn geen expliciete gegevens bekend. Het lijkt echter aannemelijk om bij zandgrond aan te nemen dat de variatie in eigenschappen kleiner is dan bij klei en bij veen juist groter. Er is nu voor de drie grondsoorten verondersteld dat de toename van de stijfheid van de grond omgekeerd evenredig is met de stijfheid van de grond zelf.

Tabel 3

Daling van de gemiddelde laagste grondwaterstand rondom en onder de bebouwing (op enige afstand van een sloot) ten gevolge van een verlaging van het slootpeil met 0,20 m.

| grondsoort     | verlaging slootpeil in m | daling grondwaterstand onder de bebouwing in m |
|----------------|--------------------------|--|
| klei           | 0,20                     | 0,05 – 0,10                                    |
| veen           | 0,20                     | 0,10   |
| zand           | 0,20                     | 0,10 – 0,15                                    |
| klei (fig. 59) | 0,20                     | 0,20   |

Indien de stijfheid bij klei plaatselijk met 20% toeneemt, dan is voor zand, met een 2 x zo hoge stijfheid als klei, aangenomen dat de toename van de stijfheid daar de helft bedraagt, dus 10%. De stijfheid van veen bedraagt 2/3 van die van klei, de toename van de stijfheid is dan gesteld op 3/2 x de waarde voor klei, dus 30%. Voor de bepaling van het verloop van de stijfheden voor zand en veen in horizontale richting, zijn de stijfheidsvariëaties volgens fig. 41, die gelden voor een klei-achtige ondergrond, als uitgangspunt gehanteerd.

## 9.2 Momentenbereik bij de verschillende grondsoorten

Zoals reeds eerder werd vermeld, zijn stijfheidsverschillen van de grond zoals die in paragraaf 9.1 zijn beschreven, van betrekkelijk geringe invloed op de momenten ten gevolge van het eigen gewicht, zolang de grond homogeen is. Bij inhomogene grond wordt het effect van een hogere stijfheid van de grond echter gekoppeld aan een lagere variatie van deze stijfheid (zand), terwijl een lagere stijfheid van de grond gepaard gaat met een hogere variatie van deze stijfheid (veen), zoals uiteengezet in paragraaf 9.1.

Om enig inzicht in de effecten van deze combinaties te verkrijgen is voor inhomogene grond het effect van een gelijkmatige grondwaterstands daling onderzocht in positie 3 van het rijtje woningen volgens fig. 41a. In deze stand treden namelijk de grootste momenten op ten gevolge van een grondwaterstands daling, zoals blijkt uit fig. 42b. Voorts bestrijkt het rijtje woningen de volle lengte van het gebied waar variatie in grondgesteldheid voorkomt. Deze berekeningen zijn uitgevoerd voor de grondsoorten zand, klei en veen. Het blijkt dat de maximale momenten in het rijtje woningen zich met zeer goede benadering verhouden als de aangenomen absolute stijfheden van deze grondsoorten. Men vindt dus voor inhomogene grond bij een gelijkmatige daling van de grondwaterstand:

$$M_{\text{zand}} : M_{\text{klei}} : M_{\text{veen}} = 1/2 : 1 : 3/2 = 1 : 2 : 3.$$

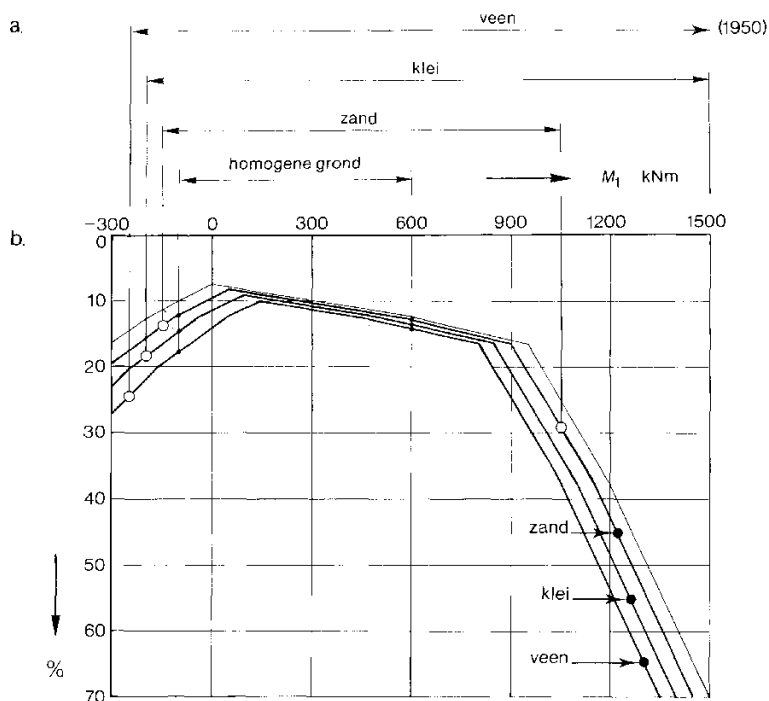


Fig. 60

Kans op scheurvorming bij het rijtje van 6 woningen ten gevolge van het eigen gewicht en een gelijkmatige grondwaterstands-daling van 0,20 m voor de grondsoorten klei, zand en veen.

a. Het momentenbereik voor de drie grondsoorten bij inhomogene grond volgens tabel 4.

b. Kanslijnen.

Voor homogene grond kan met goede benadering worden aangenomen dat de momenten ten gevolge van het eigen gewicht van de woningen voor alle drie de grondsoorten gelijk zijn. Voor de toename van deze momenten door inhomogeniteiten van de grond is de zojuist genoemde verdeelsleutel gehanteerd. Op deze wijze vindt men de momentenbereiken zoals die in tabel 4 zijn weergegeven. Voor klei vindt men de gegevens zoals die ook in tabel 2 zijn vermeld. Voor zand verloopt de berekening als volgt. Bij klei is het verschil in positief moment bij homogene en inhomogene grond gelijk aan  $(1500 - 600) = 900$  kNm. Bij zand is deze variatie gelijk gesteld aan  $1/2 (900) = 450$  kNm. Het extreme moment voor zand bij inhomogene grond bedraagt dan  $(600 + 450) = +1050$  kNm. De overige getallen van tabel 4 zijn op overeenkomstige wijze verkregen.

Aan de hand van fig. 60 kan worden nagegaan wat de consequenties zijn voor de verschillende grondsoorten. De kanslijn voor het eigen gewicht blijft voor alle drie de grondsoorten dezelfde. Alleen het gebied waarover de lijn geldig is, is voor de drie grondsoorten verschillend, overeenkomstig de gegevens van tabel 4, zie fig. 60a.

De kanslijnen voor de daling van de grondwaterstand in fig. 59, toenemend in stappen van 0,20 m, gelden voor klei. In fig. 60 is alleen een grondwaterstands-daling van 0,20 m beschouwd. Het gedeelte van de kanslijn met een positieve helling, is voor klei weer verschoven over een horizontale afstand van 100 kNm naar links, de kanslijnen voor zand en veen worden respectievelijk verschoven over 50 en 150 kNm, overeenkomstig de gegevens van tabel 4. De negatieve takken van de kanslijn worden naar rechts verschoven, over afstanden van 80, 160 en 240 kNm resp. voor zand, klei en veen.

Tabel 4 Variatie van het moment als functie van de grondsoort.

| grondsoort | het buigende moment in kNm varieert bij een middenwoning tussen de volgende grenzen: |                  | extra momenten in kNm door een daling van de grondwaterstand met 0,20 m |      |
|------------|--|------------------|---|------|
|            | homogene grond   | inhomogene grond |   |      |
| zand       | -100 +600  | -150 +1050       | -80   | +50  |
| klei       | -100 +600  | -200 +1500       | -160  | +100 |
| veen       | -100 +600  | -250 +1950       | -240  | +150 |

### 9.3 Adviezen voor de verlaging van de peilen van het open water

Aan de hand van het momentenbereik voor de drie grondsoorten in fig. 60 kan voor elk type ondergrond worden aangegeven hoe groot de maximale toename van de kans op scheurvorming is. Deze kans wordt dus steeds bepaald door de uitkomsten die gelden voor inhomogene grond, zie tabel 5.

Elke wijziging in de bestaande toestand, zoals een grondwaterstands­daling, zal de kans op scheurvorming in het algemeen vergroten. Naar analogie van wat bij de sterkte­berekeningen in de civiele en bouwkundige techniek gebruikelijk is, is in dit geval voor de meest ongunstige plaatsing van het rijtje woningen geaccepteerd dat de kans op scheurvorming ten gevolge van een grondwaterstands­daling, toeneemt met 5%.

Als volgende stap kan dan worden nagegaan welke grondwaterstands­daling nog juist toelaatbaar is als voor elk type grondsoort de maximale toename van de kans gelijk wordt gesteld aan de zojuist genoemde 5%. Ook deze gegevens zijn vermeld in tabel 5. Aan de hand van tabel 3 kan dan worden nagegaan welke slootpeilverlaging overeen­komt met de zojuist genoemde grondwaterstands­daling; met deze getallen wordt tabel 5 afgesloten.

Afgerond komen de getallen van tabel 5 op het volgende neer. De relatieve verlagingen van het peil van het open water dienen beperkt te blijven tot maximaal:

- 0,30 m bij een voornamelijk zandige ondergrond
- 0,20 m bij een voornamelijk klei-achtige ondergrond
- 0,10 m bij een voornamelijk veenachtige ondergrond met kleidek

In fig. 61 is een overzicht gegeven van de geadviseerde maximale verlagingen van het peil van het open water in de verschillende delen van het onderzoeksgebied. In het overgangsgebied tussen de veenachtige en zandige ondergrond zullen de maximaal toelaatbare peilverlagingen op basis van aanvullende grondgegevens nader dienen te worden vastgesteld.

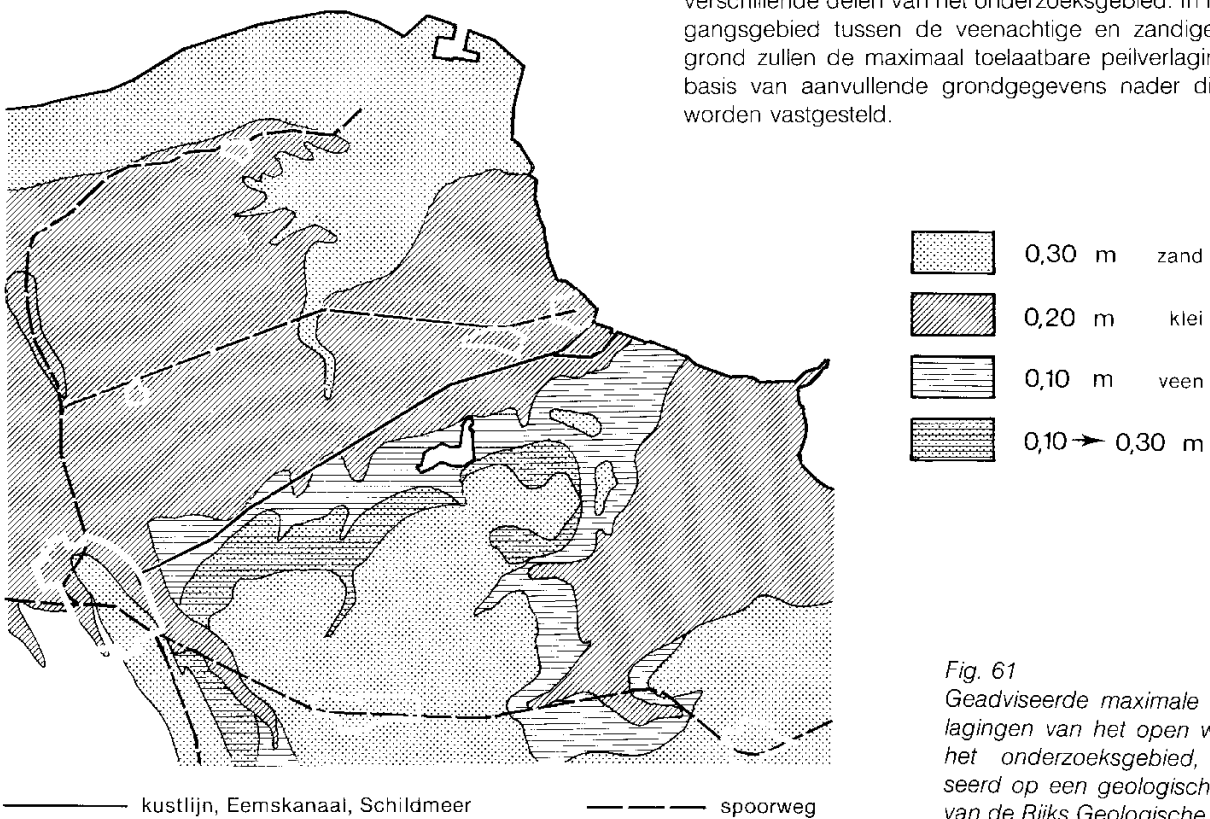


Fig. 61  
Geadviseerde maximale peilverlagingen van het open water in het onderzoeksgebied, gebaseerd op een geologische kaart van de Rijks Geologische Dienst.

Tabel 5 Toelaatbare verlagingen van het slootpeil bij inhomogene grond voor drie maatgevende grondsoorten, uitgaande van een maximale toeneming van de kans op scheurvorming met 5% ( $w$  = verlaging van de gemiddelde laagste grondwaterstand op enige afstand van een sloot).

| grondsoort | momentenbereik in kNm | vergroting van de kans in % bij $w = 0,20$ m | grondwaterstands­daling bij vergroting kans met 5% | toelaatbare slootpeilverlaging in m |
|------------|-----------------------|--|--|-------------------------------------|
| zand       | - 150 + 1050          | 4,2  | 0,24   | 0,32                                |
| klei       | - 200 + 1500          | 10   | 0,10   | 0,20                                |
| veen       | - 250 + 1950          | 15   | 0,07   | 0,13                                |

# 10 Kans op scheurvorming bij rijtjeswoningen en boerderijen

## 10.1 Rijtjeswoningen

De voorgaande beschouwingen zijn gebaseerd op een uitgesproken ongunstige situatie:

- een rijtje van 6 woningen,
- uitgevoerd in metselwerk,
- gefundeerd op staal,
- met een ongunstige verhouding van de funderingsstrookbreedten,
- met een ongunstige positie ten opzichte van een inhomogene ondergrond,
- onderworpen aan een grondwaterstands daling beneden een niveau dat niet eerder is onderschreden.

Voor deze situatie is een toename van de kans op scheurvorming met 5% acceptabel geacht. Over welk percentage van de bebouwing het hierbij gaat, kan bij deze algemeen gehouden beschouwingen niet worden aangegeven. Een en ander houdt uiteraard in dat de toename van de kans op scheurvorming voor het grootste deel van de bebouwing lager is dan 5%. De genoemde verlagingen vormen daarom een aanbeveling in algemene zin. Nader onderzoek kan uitwijzen of in bepaalde gebieden grotere peilverlagingen mogelijk zijn, zonder dat schade aan de bebouwing hoeft te worden verwacht.

Bij zo'n nader onderzoek is de mechanische staat van de bebouwing van het grootste belang. Afwezigheid van scheurvorming of scheefstand houdt in dat de bebouwing onder eigen gewicht nog geen schade heeft ondergaan. Dit kan een gevolg zijn van de aanwezigheid van paalfunderingen die praktisch ongevoelig zijn voor zettingen van de samendrukbare ondergrond, maar het kan ook duiden op een homogene ondergrond. Afgezien van bouwkundige tekortkomingen, duidt schade die boven het gemiddelde ligt, vrijwel zeker op een inhomogene ondergrond en funderingen op staal.

Voorts zal men dienen na te gaan of er meer informatie te verkrijgen is over de grondgesteldheid en de variatie daarin, evenals over de wijze van funderen. Het is ook van belang om de lengte van de rijtjes woningen na te gaan. Bij meer dan 6 woningen per rijtje neemt de kans op scheurvorming toe, bij minder dan 6 woningen neemt de kans af. Aan de hand van de gegevens van fig. 58 kan dan een inzicht worden verkregen in de schadegevoeligheid van de onderhavige bebouwing. Het raadplegen van het uitgebreide rapport (zie literatuur) is in dergelijke gevallen aan te bevelen.

Zeker als men door grondonderzoek of het schadevrij zijn van de bebouwing, aannemelijk kan maken dat men met een homogene ondergrond te maken heeft, kunnen in de toekomst grotere peilverlagingen worden geaccepteerd dan in hoofdstuk 9 werden vermeld. Uiteraard dient men te voorkomen dat het grondwaterniveau daalt beneden houten onderdelen van de fundering, met het oog op aantasting door houtrot.

Uit het onderzoek is gebleken dat de seizoenmatige wisselingen van de grondwaterstand maar weinig invloed hebben op de kans op scheurvorming, wegens het stijve gedrag van de grond voor dit geval. Hetzelfde geldt in principe voor peilverhogingen. In gebieden waar thans sprake is van relatieve peilverhogingen, omdat de peilen nog niet zijn aangepast aan de bodemdaling, is het onwaarschijnlijk dat eventuele (toename van de) scheurvorming kan worden toegeschreven aan de bodemdaling. In twijfelgevallen kan de aard van de scheurvorming een indicatie geven of hierbij sprake is geweest van vergroting van de negatieve momenten in de bebouwing, waarbij grondwaterstandsverhogingen immers wél schade kunnen veroorzaken. Aangezien in het onderzoekgebied ook nog nauwelijks relatieve peilverlagingen zijn doorgevoerd, is het onwaarschijnlijk dat tot 1987 geconstateerde schade aan het effect van bodemdaling kan worden toegeschreven.

Er bestaat pas een reële kans op schade, indien er sprake is van relatieve peilverlagingen waarbij de grondwaterstand beneden een nog niet eerder onderschreden niveau ten opzichte van het maaiveld daalt, onverschillig door welke oorzaak deze daling van de grondwaterstand optreedt. Een dergelijk geval kan zich in en na zeer droge zomers voordoen, zoals bijv. in 1976 is gebeurd.

## 10.2 Bedrijfsgebouwen van boerderijen

Scheurvorming in de gemetselde langsmuren van de bedrijfsgebouwen van de boerderijen kan aan een aantal oorzaken worden toegeschreven. Als hoofdoorzaak geldt een ongelijkmatige zakking in lengterichting van de muur. Behalve door een daling van de grondwaterstand kan dit ook worden veroorzaakt door zware plaatselijke vloerbelastingen (hoge opslag van landbouwprodukten zoals bijv. aardappelen) en langsrijdend zwaar (landbouw) verkeer. Ook krimp en temperatuurverschillen kunnen van invloed zijn.

Bij een globale inspectie van een aantal bedrijfsgebouwen bleken de meeste kop- en zijgevels lichte tot zware scheurvorming te vertonen; veelal bijgewerkt. Meerdere zijmuren vertoonden lichte tot zeer ernstige scheefstand, waarbij soms stutten noodzakelijk bleek. Diverse muren waren reeds door nieuwe vervangen of zouden binnen afzienbare tijd door nieuwe worden vervangen. De geconstateerde scheefstand kan behalve door vervormingen van de kap en de smalle fundering mede veroorzaakt zijn door de horizontale drukken die opgeslagen landbouwprodukten tegen deze muren hebben uitgeoefend.

In het kader van het onderzoek is de scheurvorming door andere oorzaken dan een peilverandering in verband met de bodemdaling door aardgaswinning, echter buiten beschouwing gelaten. Het onderzoek naar de mogelijkheid van scheurvorming is in twee delen gesplitst. Allereerst is de krachtswerking onder invloed van het eigen gewicht van de schuur bepaald en de kans dat hierdoor scheurvorming ontstaat. Vervolgens is de krachtswerking bepaald ten gevolge van dalingen van de grondwaterstand en de hieruit voortvloeiende toename van de kans op scheurvorming.

Zoals in paragraaf 6.6 werd vermeld, kunnen bij een kleiachtige ondergrond ten gevolge van het eigen gewicht alleen, mede ten gevolge van scheurvorming in de kopgevels of in de aansluitingen tussen kop- en langsegevels, buigende momenten optreden die variëren tussen:

$$M = -200 \text{ kNm} \text{ en } M = +200 \text{ kNm}.$$

De rekenkundige kans dat alleen door het eigen gewicht reeds scheurvorming is opgetreden, bedraagt 44%, en het geldt zowel voor homogene als inhomogene grond. Vooral door de grote lengte van de langsmuren en hun betrekkelijk geringe hoogte, het ontbreken van dilatatievoegen en de aanwezigheid van kopgevels met grote openingen, zijn deze bedrijfsgedeelten zeer kwetsbaar. Aangezien alle andere invloeden die scheurvorming zouden kunnen veroorzaken hierbij nog zijn verwaarloosd, kan het geen verwondering wekken dat in zulk een grote mate schade aan bedrijfsgedeelten wordt geconstateerd.

De peilverlaging van de omringende sloten van het bedrijfsgedeelte heeft een vrij egaal zakkingsverloop tot gevolg bij homogene grond, zie fig. 12b. Hierdoor zullen dus geen grote trekspanningen ontstaan. Bij aanwezigheid van hoogwatersloten kan een zijwaartse kanteling optreden, die het grootst is bij zandgrond, zie fig. 12c. De maximale scheefstand is minder dan 3 mm/m en ligt dus binnen de gestelde grens van 5 mm/m. De inhomogeniteiten van de grond en de aard van de constructie blijken bepalend voor de kwetsbaarheid van de bedrijfsgedeelten.

Gezien de kwetsbaarheid van de lange muren van de bedrijfsgedeelten van de boerderijen, de scheurvorming welke in zeer vele bedrijfsgedeelten reeds aanwezig is en mede veroorzaakt kan zijn door voorheen opgetreden grondwaterstands-dalingen, kan een criterium dat schade aan bedrijfsgedeelten van boerderijen moet voorkómen, niet zinvol worden gehanteerd.

Door de grote variatie die in de uitvoering van woonhuizen van boerderijen kan optreden, kunnen in het kader van dit onderzoek geen uitspraken omtrent kansen op schade worden gedaan. Ten opzichte van het rijtje woningen heeft de meer vierkante plattegrond een duidelijk gunstige invloed. Ongunstig kunnen uitwerken de aanwezigheid van een kelder die dieper is gefundeerd dan de rest van het woonhuis en de aanwezigheid van openingen in alle muren, dus het ontbreken van een systeem van bouwmuren. Voorts de aanwezigheid van een bedrijfsgedeelte dat aan het woonhuis is verbonden, maar niet even diep is gefundeerd en eventueel onderworpen aan funderingsdrukken die afwijken van die van het woonhuis. Een en ander geldt uiteraard voor funderingen op staal. Het geheel overziend kan toch worden gesteld dat een rijtje van 6 woningen gevoeliger is voor scheurvorming door grondwaterstands-dalingen dan het woonhuis van een boerderij. Als aan de eisen voor het rijtje woningen is voldaan, geldt dit eveneens voor de woonhuizen van boerderijen.



# 11 Slotopmerkingen

In deze publikatie zijn maatregelen beschreven om de kans op schade zoveel mogelijk te beperken. Er kan echter geen volledige zekerheid worden gegeven dat schade wordt voorkomen. In de civiele en bouwkundige techniek is het gebruikelijk om bij sterkteberekeningen een rekenkundige overschrijdingskans van 5% te accepteren. Naar analogie is een toename van de kans op scheurvorming met 5% voor een uitgesproken ongunstige situatie aanvaardbaar geacht.

Bij het onderzoek is zoveel mogelijk gewerkt met gegevens die representatief zijn voor het onderzoeksgebied. De grootste onzekerheden betreffen:

- de variatie van de grondgesteldheid over korte afstand
- de treksterkte van het metselwerk
- de wijze van funderen van de bebouwing
- de laagste grondwaterstanden die in de loop van de tijd op een locatie zijn voorgekomen.

Toetsing van de schematiseringen en de gebruikte parameters in het rekenmodel is derhalve aan te bevelen. Afwijkende numerieke gegevens zullen uiteraard ook afwijkende numerieke waarden voor de kans op scheurvorming kunnen geven. Aan de strekking van de voorgaande hoofdstukken doet dit echter geen afbreuk. Aanbevolen wordt de plannen voor de indeling van de peilgebieden te zijner tijd te toetsen aan het resultaat van deze studie.

# Technische uitgangspunten voor de berekeningen

## Waterhuishouding

Het verloop van de grondwaterstand over de breedte van een kavel is berekend met behulp van het tweedimensionale model SWATRE. Dit is een niet-stationair grondwatermodel dat, uitgaande van een vast peil in het open water en rekening houdend met neerslag en verdamping, dagelijks de hoogte van het freatisch vlak berekent. De grondwaterstroming wordt in het model gesplitst in een stroming door de onverzadigde zone en een stroming door de verzadigde zone. De wortelactiviteit van het gewas (gras) wordt in rekening gebracht.

Om het verloop van de grondwaterstand onder verschillende bebouwingstypen te voorspellen, is gebruik gemaakt van het drie-dimensionale elementenmodel HYDRURE. Met behulp van HYDRURE kan een (gedeeltelijk verhard) gebied worden geschematiseerd. Gecombineerd met gegevens van neerslag en verdamping worden grondwaterstanden in het gebied berekend als functie van de tijd. De berekeningen zijn uitgevoerd voor en na een peilverlaging van 0,20 m van het open water.

## Grondmechanica

De zettingen zijn bepaald met behulp van de zettingsformule van Koppejan die geldt voor een grondpakket dat uit verschillende lagen is opgebouwd en waarbij een verhoging van de oorspronkelijke belasting optreedt. Met behulp van het programma ZETTING/1 is het zettingsverloop bij strokenbelastingen bepaald.

Hierbij wordt de spreiding van de belasting in rekening gebracht volgens een lichtelijk aangepaste formule van Boussinesq, die geldt voor een puntlast op een oneindige halfruimte. Deze aanpassing betreft een wat geringere belastingspreiding dan volgt uit de formule van Boussinesq.

De interactie tussen grond en bebouwing is met een gekoppeld verenmodel in rekening gebracht. Hierbij is de grond beschouwd als een lineair elastisch materiaal met een bepaalde laagdikte dat op een starre ondergrond rust. Voorts is de berekening gebaseerd op de aangepaste formule van Boussinesq. Bij de schematisering tot gekoppelde veren wordt de overgebrachte dwarskracht in de grond evenredig gesteld aan het zakkingsverschil tussen elk tweetal opeenvolgende veren. De equivalente laagdikte en de equivalente elasticiteitsmodulus worden zodanig bepaald dat goede overeenstemming optreedt met de resultaten van de voorheen genoemde zettingsformule van Koppejan.

## Krachtswerking in gebouwen

De krachtswerking in de muren van een woning is bepaald met behulp van de elementenmethode waarbij uitsluitend de schijfwerking van het samenstel van muren is onderzocht (programma DIANA). De ondergrond is beschouwd als een systeem van gekoppelde veren, dat is ingevoerd als een balkrooster op verende ondersteuning. Ook voor de diverse deelberekeningen is gebruik gemaakt van het programma DIANA. Voor de berekeningen van het rijtje woningen als 'balk' is voor deze balk een equivalente buigstijfheid en afschuifstijfheid bepaald en is ook de invloed van de grond buiten de funderingsstroken in rekening gebracht. Hierdoor kan dan een berekening worden uitgevoerd als voor een balk die is ondersteund door ongekoppelde veren.

Voor de muren is een isotroop homogeen lineair elastisch materiaalgedrag aangenomen. Dit leek de best mogelijke aanname met het oog op de uitgangspunten: begin van scheurvorming is maatgevend; vóór scheurvorming kan in horizontale richting een aanzienlijke stijfheidsvermindering optreden. Een orthotroop materiaalgedrag met hogere stijfheden in horizontale richting is dan minder wenselijk. Voor begin scheurvorming is de treksterkte maatgevend gesteld, alleen voor de piekspanningen in de hoeken van wandopeningen is de breukrek maatgevend gesteld, dat wil zeggen er is met een hogere (fictieve) treksterkte gerekend.

Voor de kansrekening is voor alle grootheden aangenomen dat ze een normale verdeling bezitten en ongecorrigeerd zijn. De berekeningen zijn zo eenvoudig mogelijk gehouden, omdat ze voornamelijk een indicatie van de gevoeligheid moeten geven en niet zozeer een absolute grootte van een kans.

## Literatuur

1. Nederlandse Aardolie Maatschappij BV:  
'Bodemdaling als gevolg van aardgasonttrekking in de provincie Groningen, Herziene Voorspellingen', NAM-Rapport no. 11.391, 1985.
2. Rijks Geologische Dienst:  
'Geologisch onderzoek van het Nederlandse Waddengebied', 1977.
3. Rijks Geologische Dienst, District Noord:  
'Geologische profielen ten behoeve van de zettingsgevoeligheid van de ondergrond in de provincie Groningen', Rapport 6642, 1986.
4. Hannink, G.:  
'Onderzoek in Noord-Holland naar de geotechnische aspecten van de aanleg van de Markerwaard', LGM-Medelingen nr. 89, augustus 1984.
5. Van der Veen, C., E. Horvat en C. H. van Kooperen:  
'Grondmechanica', Waltman Delft, 1981.
6. Beranek, W. J. en G. J. Hobbelman:  
'Interactie Grond-Gebouwen', Betonvereniging; S & E Publikatie 13, Funderingstechniek, 1985.
7. Weijers, J.:  
'De problematiek van verzakkende bouwwerken op kleigronden vraagt om een gezamenlijke aanpak', Gemeentewerken, januari en februari 1985.
8. Grondmechanica Delft, TNO-IBBC en TAUW Infra Consult:  
'Zettingsgevoeligheid van de ondergrond in de provincie Groningen', Rapport CO-278711/275, 1986.
9. Beranek, W. J. en G. Hannink:  
'Prediction of damage due to changes in groundwater level', 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, 1987.

## Verantwoording

Deel II van de publikatie is het resultaat van een gezamenlijk onderzoek van de volgende instituten:

Grondmechanica Delft, Stieltjesweg 2, postbus 69, 2600 AB Delft, tel. 015-569223.

Instituut TNO voor Bouwmaterialen en Bouwconstructies (TNO-IBBC), Lange Kleiweg 5, Rijswijk, postbus 49, 2600 AA Delft, tel. 015-606000.

TAUW Infra Consult BV, Handelskade 11, postbus 479, 7400 AL Deventer, tel. 05700-99911.

Bijdragen aan het onderzoek zijn geleverd door:

|                             |                       |
|-----------------------------|-----------------------|
| ir. W. J. Beranek           | TNO-IBBC              |
| ir. J. Boode                | TAUW Infra Consult BV |
| ir. G. Hannink              | Grondmechanica Delft  |
| ir. J. Hoekstra             | Grondmechanica Delft  |
| ir. J. van Leeuwen          | TNO-IBBC              |
| ir. A. J. G. van der Maarel | TAUW Infra Consult BV |
| ir. W. J. M. Peperkamp      | TNO-IBBC              |
| ir. G. T. H. Snoek          | Grondmechanica Delft  |
| ir. A. Stakelbeek           | TAUW Infra Consult BV |

De voorliggende publikatie is samengesteld door ir. W. J. Beranek en ir. G. Hannink. Vele suggesties en tekstvoorstellen zijn bijgedragen door ir. D. van Leeuwen van de Commissie Bodemdaling.

