

Publicatiereeks Gevaarlijke Stoffen 1

Deel 2B:
Effecten van explosie op constructies

Ministerie van Binnenlandse Zaken en Koninkrijksrelaties



Ministerie van Verkeer en Waterstaat

Inhoudsopgave	pagina
Samenvatting	4
Summary	4
1 Inleiding	5
2 Identificatieschema	6
3 Drukeffecten ten gevolge van een explosie: Blast	10
4 Interactie tussen blast en constructie	13
4.1 Reflectie	13
4.2 Dynamische druk als gevolg van luchtverplaatsing	16
4.3 Belasting op een reflecterend vlak	18
4.4 Belasting op een constructie	19
4.5 Voorbeeld	20
5 Respons van constructies op belasting veroorzaakt door explosie	23
5.1 Dynamische belasting	23
5.2 Vereenvoudigde weergave van de constructie	24
5.2.1 Eén-massaveersysteem	25
5.2.2 Eigenfrequentie	26
5.2.3 Veer karakteristiek	27
5.3 Maximale verplaatsing, dynamische belastingsfactor	28
5.4 Druk-impulsdiagrammen voor constructies	29
6 Bepaling van benodigde grootheden	34
6.1 Statische sterkte	34
6.1.1 Veiligheidsfactoren	35
6.1.2 Windbelasting	35
6.2 Eigenfrequentie	39
6.2.1 Empirische formules	40
6.2.2 Methode van Rayleigh	41
6.2.3 Bepaling van de eigenfrequentie uit de statische vervorming	42
6.2.4 Voorbeeld	43
6.3 Ductiliteit	45
7 Glas	47
7.1 Methode voor sterktebepaling van ruiten	47
7.2 Voorbeelden	49
8 Fragmenten en brokstukken	51
8.1 Inleiding	51
8.2 Methodes voor het berekenen van de schade en kans op sterfte door projectielen	51
8.3 Relaties voor penetratie van beton	54

8.4	Relaties voor penetratie van staal	56
9	Schadecriteria	57
9.1	Empirische data	57
9.2	Schadecriteria en probitfuncties	64
9.2.1	Woningen	65
9.2.2	Flatgebouwen hoger dan vier verdiepingen	66
9.2.3	Industriële installaties	67
9.2.4	Ruitbreuk	67
9.3	Voorbeelden	67
10	Conclusies en aanbevelingen	74
	Literatuurreferenties	75
	Lijst van gebruikte symbolen	79
Bijlage I	Eén-massa-veersysteem.	82
Bijlage II	Methode van Rayleigh.	87
Bijlage III	Vergelijking van de schadecriteria van Jarret met experimenten op ware grootte.	89
Bijlage IV	Probitfuncties.	91
Bijlage V	Nauwkeurigheid van modellen voor de bepaling van de uitwerking van explosies op constructies	95
Bijlage VI	Afgeleide van een methode om de dynamische faaldruk te bepalen voor glazen ramen	99
Bijlage VII	Overzicht probitrelaties	111

Samenvatting

Met behulp van de in dit rapport gegeven methode kan de uitwerking van blast op constructies worden bepaald. Ingegaan wordt op het verschijnsel blast (schok- of drukgolf) en de interactie van de blast met een constructie. De belasting op een constructie wordt bepaald. Door vereenvoudigde weergave van de constructie tot een één-massaveersysteem kan de dynamische respons op deze belasting worden bepaald. Zijn van de constructie de statische sterkte, ductiliteit en eigenfrequentie bekend dan kan de eventuele schade worden bepaald. Naast deze analytische benadering wordt ook een empirisch bepaald druk-impulsdiagram gegeven waarmee de schade kan worden bepaald. Een methode om de sterkte van ruiten te berekenen wordt gegeven. Probitfuncties worden afgeleid, waarmee de kans op een omschreven schadeniveau kan worden afgeschat. Tenslotte worden voorbeelden gegeven ter toelichting van de bepaling van de benodigde parameters.

Summary

In this report a method is given with which the effect of blast on constructions can be determined. The phenomenon of blast and the interaction between blast and a structure are examined. The load on a structure is determined. Schematization of the structure to a one-mass-spring system makes it possible to determine the dynamic response resulting from this load. If the static strength, the ductility ratio and the natural frequency of the structure are known the possible damage can be determined. Besides this analytical approach, also an empirical pressure-impulse diagram is presented with which the damage can be determined. A method to calculate the strength of window panes is presented. Probit functions are derived with which the probability of a defined damage level can be calculated. Examples are given to illustrate the determination of the parameters required.

1 Inleiding

In dit document wordt een methode gegeven waarmee de schade aan constructies kan worden bepaald die ontstaat als gevolg van een explosie.

Dit document betreft een herziening van rapport PML 1988-C-74, voormalig hoofdstuk 2 van CPR 16.

Bij een explosie treden een aantal effecten op. Het exploderende materiaal of mengsel wordt vrijwel instantaan omgezet in reactieproducten met een zeer hoge temperatuur en druk. In de omgeving treedt een schok- of drukgolf op die blast wordt genoemd. Deze blast zal zich met hoge snelheid door de omringende lucht voortplanten. Tevens wordt er druk op de bodem uitgeoefend, waardoor er eveneens een grondschock ontstaat die zich door de grond voortplant. De gronddruk kan zo hoog zijn dat er een krater ontstaat. Vindt de explosie in een gebouw plaats dan zullen brokstukken met hoge snelheid ontstaan. Door de impact van deze brokstukken en door blast kunnen weer andere brokstukken ontstaan.

Niet alle effecten zullen zich bij iedere explosie voordoen. Voor de bepaling van schade aan constructies zijn voornamelijk de blast en de brokstukken van belang. Veel onderzoek is verricht naar de kwantificering en uitwerking van blast.

Minder is bekend over de schade die fragmenten en brokstukken kunnen veroorzaken. Alhoewel het gele boek (PGS 2) [53] methoden geeft om snelheid, (vlieg)bereik en distributie van fragmenten te berekenen, moet de gebruiker zich realiseren dat deze methoden aanzienlijk minder nauwkeurig zijn dan de methoden om effecten van blast te bepalen. Hier komt nog bij dat het effect van een inslag alleen makkelijk voorspeld kan worden voor massieve projectielen.

2 Identificatieschema

Aan de hand van het identificatieschema, dat is weergegeven in Figuur 1, kan de bepaling van de gevolgen van een explosie voor constructies worden toegelicht. De nummers in het schema verwijzen naar onderstaande toelichting.

Ad 1.

De effecten die schade kunnen veroorzaken aan constructies die zich niet in de directe omgeving van de explosie bevinden, zijn blast en brokstukken. Een berekeningswijze voor de schade die brokstukken/projectielen aan constructies kunnen veroorzaken is gegeven in hoofdstuk 8.

Ad 2.

De blastparameters zijn afhankelijk van de afstand van een constructie tot het explosiepunt. Op het bepalen van de waarden ervan wordt in dit rapport niet ingegaan. Bekend verondersteld worden; golfvorm, aankomende piekoverdruk P_s en de positieve fase-duur t_p (welke zijn te bepalen aan de hand van bijvoorbeeld [30]). Een vereenvoudigde voorstelling van de blast wordt in hoofdstuk 3 beschreven.

Ad 3.

Afhankelijk van het type constructie worden methoden aangereikt om de schade t.g.v. blast te kunnen bepalen.

Ad 4a.

Voor gebouwen worden naast ruitbreuk nog vijf schadeniveaus onderscheiden. Omschrijvingen van de bij deze niveaus te verwachten schade worden in hoofdstuk 9 gegeven.

Ad 4b.

Gegevens van opgetreden schade bij industriële installaties zijn zeer beperkt. Een algemene onderverdeling in schadeniveaus wordt niet gegeven. Industriële gebouwen kunnen bij de andere constructietypen 1 en 2 worden ingedeeld. Vastgestelde schadeniveaus met bijbehorende piekoverdrukken (empirische data) zijn weergegeven in paragraaf 9.1, Figuur 9-1, Figuur 9-2, Tabel 9-3 en Tabel 9-5.

Ad 5

Bij het bepalen van de kans op instorting wordt onderscheid gemaakt naar het type gebouw. Het in hoofdstuk 9 gegeven empirische druk-impuls diagram is alleen opgesteld voor woongebouwen lager dan 4 verdiepingen.

De kans op instorting voor gebouwen hoger dan 4 verdiepingen kan bepaald worden door een vereenvoudigde weergave van de constructie tot een één-massa-veersysteem. In hoofdstuk 5 wordt nader op deze vereenvoudigde weergave ingegaan.

Ad 6.

In hoofdstuk 7 wordt nader ingegaan op de sterktebepaling van glas. Enerzijds worden globale waarden voor de druk gegeven waarbij ruiten in het algemeen zullen bezwijken. Anderzijds wordt een methode gegeven om voor een gegeven ruit de gemiddelde statische bezwijkbelasting te bepalen. Deze statische sterkte is van belang voor het bepalen van de dynamische sterkte volgens de in hoofdstuk 5 gegeven methode.

Ad 7.

Om met behulp van het één-massa-veersysteem een schade te kunnen berekenen, moeten enerzijds gegevens van de belasting op de constructie en anderzijds gegevens van de constructie zelf bekend zijn. In hoofdstuk 4 wordt nader ingegaan op de interactie van de blast en constructie, waarbij begrippen als dynamische druk als gevolg van luchtverplaatsing en reflectie aan de orde komen. Ook wordt in hoofdstuk 4 de belasting op een constructie ten gevolge van blast gekwantificeerd.

De bepaling van de benodigde gegevens van de constructie gebeurt in hoofdstuk 6. Benodigd zijn de eigenfrequentie, de ductiliteit en de statische sterkte voor een in de richting van blast aangebrachte belasting.

Ad 8.

Indien de benodigde gegevens bekend zijn, kan aan de hand van in hoofdstuk 9 vermelde criteria een indruk van de te verwachten schade worden verkregen.

Voor vijf schadeniveaus wordt een empirisch afgeleid druk-impulsdiagram gegeven. Tevens worden (probit)functies gegeven waarmee het optredende schadeniveau kan worden bepaald. Voor gebouwen hoger dan 4 verdiepingen zijn in hoofdstuk 9 probitfuncties gegeven waarmee de kans op instorting kan worden bepaald.

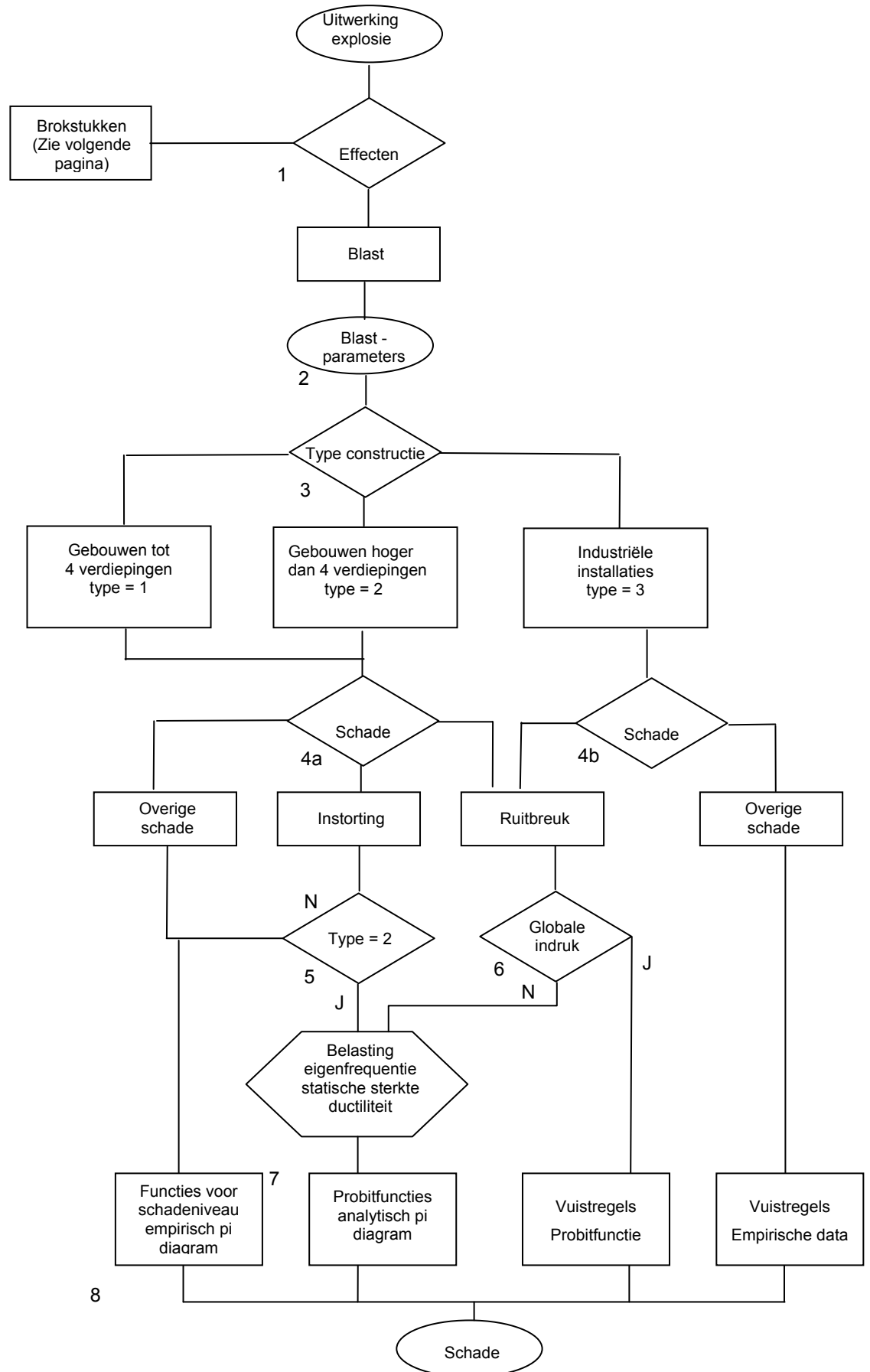
In hoofdstuk 5 worden twee analytisch afgeleide druk-impuls diagrammen gegeven die afhankelijk van de golfvorm (schokgolf of drukgolf) toegepast kunnen worden voor de berekening van de dynamische sterkte van constructies of constructieonderdelen zoals muren en ruiten.

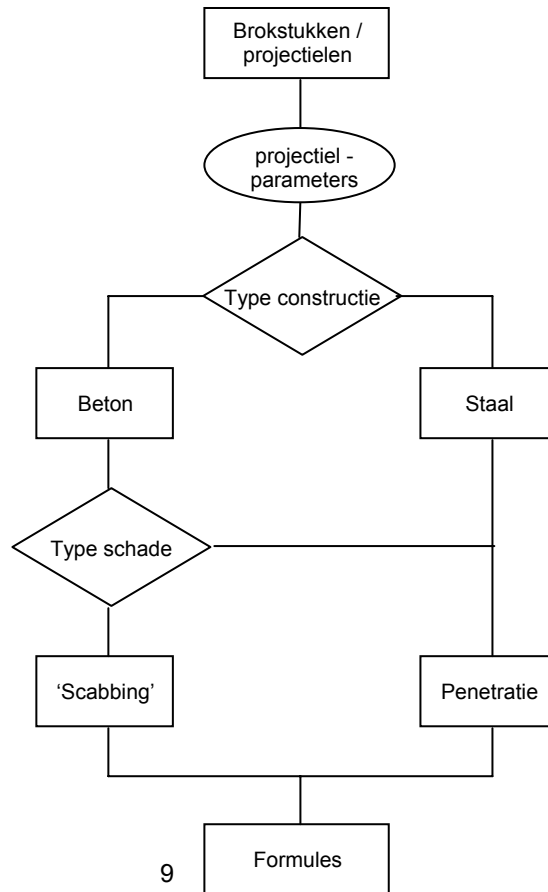
In hoofdstuk 9 wordt een tabel gegeven waarin voor onderdelen van industriële constructies wordt aangegeven welke schade bij bepaalde drukken is opgetreden.

Om het schadeniveau te kunnen bepalen en de kans op instorting af te kunnen schatten zijn (probit)functies afgeleid. Deze zijn in hoofdstuk 9 verzameld.

Ad. 9

Een berekeningswijze voor de schade die brokstukken/projectielen aan constructies (staal of beton) kunnen veroorzaken is gegeven in hoofdstuk 8.





Figuur 2-1 Identificatieschema.

3 Drukeffecten ten gevolge van een explosie: Blast

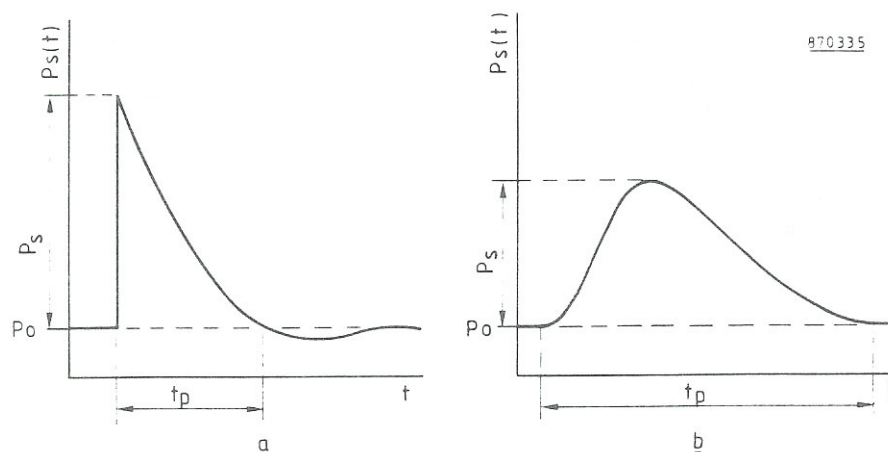
Voor een beschrijving van explosies en berekening van drukeffecten wordt verwezen naar het gele boek, PGS 2 [53].

Eén van de effecten van een explosie is de plotselinge drukverhoging. Deze drukverhoging zal zich in de vorm van een golf van het explosiepunt afbewegen. De vorm van de golf hangt in belangrijke mate af van het type en de grootte van de explosie en de afstand tot het explosiepunt.

Bij explosies veroorzaakt door een verbrandingsproces kunnen deflagraties en detonaties worden onderscheiden. Bij een gasexplosie zal meestal een deflagratie ontstaan. Hierbij veroorzaakt een ontstekingsbron een vlamfront in de gaswolk waardoor de temperatuur zeer snel stijgt en er als gevolg van de expanderende gassen een drukopbouw plaatsvindt. De maximale druk wordt na een bepaalde tijd bereikt, de zogenaamde stijgtijd. De karakteristieke vorm van de bij een deflagratie horende drukopbouw wordt ook wel drukgolf genoemd. Figuur 3-1b geeft hiervan een voorbeeld. Stijgtijd en vorm van de drukgolf worden door het deflagratieproces zelf bepaald.

Een detonatie zal voornamelijk het gevolg zijn van het exploderen van explosieven maar kan ook ontstaan bij zeer krachtige gasexplosies. Bij een detonatie vindt de drukverhoging instantaan plaats, dus zonder enige stijgtijd. Figuur 3-1a geeft een voorbeeld van de typische vorm van de luchtschok op een bepaalde plaats afkomstig van een detonatie. Deze vorm wordt schokgolf genoemd.

Blast wordt gebruikt als algemene term voor schok- en drukgolven.



Figuur 3-1 Karakteristieke vorm van het druk-tijdverloop van a: een schokgolf en b: een drukgolf.

Bij een schok- of drukgolf zal de maximale drukverhoging, de piekoverdruk P_s , binnen een bepaalde tijd, volgens een bepaald verloop, afnemen tot nul. Deze tijdsduur wordt de "positieve faseduur" t_p

genoemd. Na deze tijdsduur waarin een drukverhoging aanwezig is, volgt bij een schokgolf nog een periode waarbij een drukverlaging ten opzichte van de omgevingsdruk optreedt. De maximale drukverlaging speelt over het algemeen geen grote rol omdat deze relatief geleidelijk plaatsvindt en de maximale waarde over het algemeen laag is ten opzichte van de piekoverdruk. De negatieve fase is dan ook vaak verwaarloosbaar.

De snelheid U waarmee het front van de schokgolf zich voortplant, hangt af van de piekoverdruk P_s . Bij kleine waarden voor P_s is deze snelheid gelijk aan de voortplantingssnelheid van geluid door lucht (± 340 m/s). Naarmate de afstand tot het explosiepunt toeneemt, zal de piekoverdruk en dus de voortplantingssnelheid afnemen.

Behalve door de alzijdige overdruk in een schok- of drukgolf worden deze ook gekenmerkt door een luchtverplaatsing die voor een ongestoorde golf dezelfde richting heeft als de voortplantingsrichting van het golffront. De snelheid u_s van de luchtdeeltjes hangt eveneens af van de overdruk in de golf.

De maximale overdruk in een drukgolf bevindt zich niet ter plaatse van het golffront. De luchtdeeltjes achter het golffront hebben zodoende een grotere snelheid dan de deeltjes in het front. Hierdoor kan na enige tijd de drukgolf overgaan in een schokgolf.

Naast piekoverdruk en fase-duur wordt de druk- of schokgolf ook gekarakteriseerd door de zogenaamde "positieve impuls", is of kortweg impuls. Deze is gedefinieerd als het oppervlak onder de druk-tijd curve volgens:

$$i_s = \int_{t_p} (P_s(t) - p_0) dt \quad (1)$$

waarin:

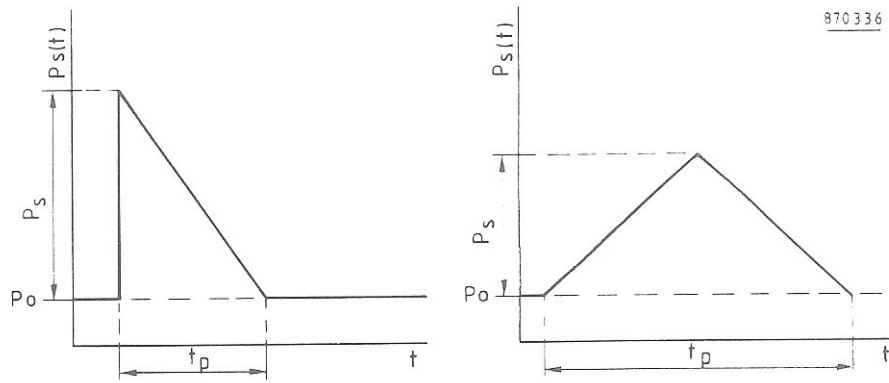
i_s	=	(positieve) impuls	[Pa*s]
P_s	=	piekoverdruk	[Pa]
P_0	=	atmosferische druk	[Pa]
t	=	tijd	[s]

Een veel toegepaste vereenvoudiging van het druk-tijd verloop van een schok- of drukgolf bestaat uit het benaderen van de drukverandering door rechte lijnen zoals weergegeven in Figuur 3-2.

Kenmerkend voor de blast zijn dan:

- de vorm: schok- of drukgolf
- de piekoverdruk P_s
- de fase-duur t_p
- de impuls, in beide gevallen gelijk aan: $i_s = \frac{1}{2} * P_s * t_p$ (2)

In het vervolg van dit rapport zal de schematisering voor de blast als in Figuur 3-2 weergegeven worden aangehouden.



Figuur 3-2 Schematische weergave van het druk-tijd verloop voor a: een schokgolf, b: een drukgolf.

4 Interactie tussen blast en constructie

Indien de blast een constructie of in het algemeen een obstakel treft, dan wordt de blast plaatselijk verstoord. Door deze verstoring is de belasting op het obstakel niet gelijk aan het druk-tijd verloop van de ongestoorde blast, maar zal een complexere vorm aannemen afhankelijk van de grootte en de vorm van de constructie.

In Figuur 4-1 (op de volgende pagina) is schematisch weergegeven op welke wijze de blast om een constructie heenloopt.

Hierin worden vier stadia onderscheiden:

- a) Het golffront bevindt zich voor de constructie en is nog niet verstoord.
- b) Het golffront bevindt zich ter plaatse van de constructie. Er treedt reflectie op en een ontlastende golf wordt gevormd.
- c) De blast omstroomt de constructie.
- d) Het golffront is de constructie gepasseerd.

4.1 Reflectie

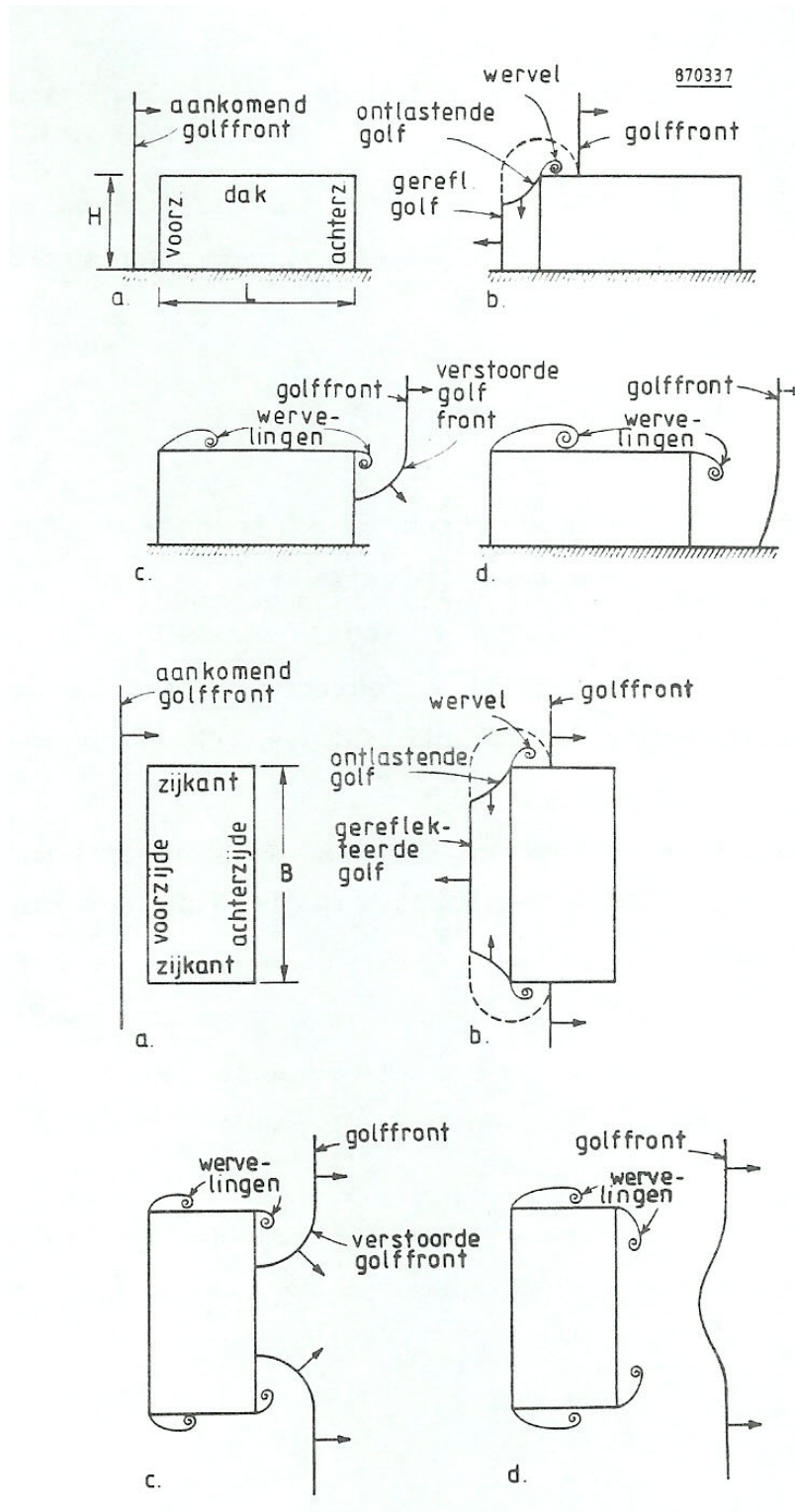
In eerste instantie zal de golf reflecteren tegen de constructie en de gereflecteerde golf zal zich in tegengestelde richting gaan voortbewegen. Het vlak waartegen de golf reflecteert, wordt belast met de overdruk P_r van de gereflecteerde golf die hoger is dan de overdruk P_s van de aankomende golf. De verhouding van de gereflecteerde en aankomende overdruk wordt de reflectiecoëfficiënt (rc) genoemd:

$$rc = \frac{P_r}{P_s} \quad (3)$$

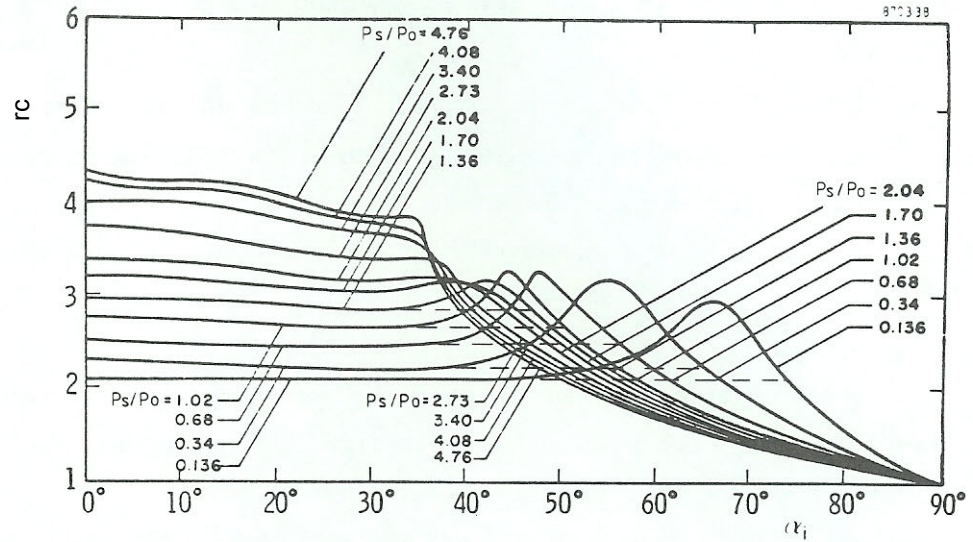
De waarde van deze coëfficiënt hangt af van:

- a) de invalshoek α_i van het golffront op het reflecterende vlak;
Deze varieert van 0° bij loodrechte reflectie, tot 90° in het geval van een langsstromende golf.
- b) de overdruk;
Is de overdruk gering ten opzichte van de atmosferische druk p_0 dan is de reflectiecoëfficiënt onafhankelijk van de overdruk. De coëfficiënt neemt toe bij toenemende overdruk.
- c) het type golf;
Een schokgolf gedraagt zich bij reflectie anders dan een drukgolf.

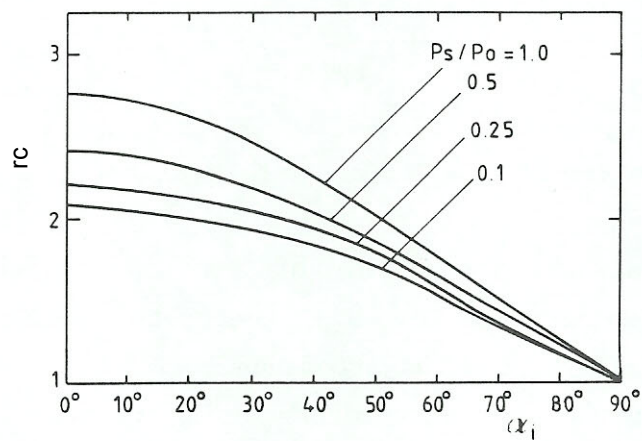
De waarde van de reflectiecoëfficiënt is als functie van de invalshoek voor verschillende waarden van de overdruk gegeven in Figuur 4-2.



Figuur 4-1 Schematisch weergave van de verstoring van blast door een constructie (overgenomen uit [18])



a: Schokgolf



b: Druk golf

Figuur 4-2 De reflectiecoëfficiënt als functie van de invalshoek α_i voor verschillende waarden van P_s . Overgenomen uit [1].

De loodrechte gereflecteerde overdruk voor een schokgolf kan worden berekend met de volgende formule:

$$P_r = 2 * P_s + \frac{(\gamma + 1) * P_s^2}{(\gamma - 1) * P_s + 2 * \gamma * p_o} \quad (4)$$

waarin:

γ	= C_p / C_v	[-]
C_p	= de soortelijke warmte bij constante druk	[J/(kg*K)]
C_v	= de soortelijke warmte bij constant volume	[J/(kg*K)]

Wordt voor lucht aangehouden dat $\gamma = 1,4$ dan volgt uit (4) voor lage overdrukken een reflectiecoëfficiënt gelijk aan twee, terwijl voor hoge drukken een limietwaarde gelijk aan acht uit (4) volgt. Bij hoge drukken blijft de waarde voor γ niet constant zodat een bovengrens van de reflectiecoëfficiënt niet met (4) is te bepalen. Volgens [2] vermelden sommige bronnen maximale waarden tot twintig.

Bij de reflectiefactoren voor schokgolven (Figuur 4-2a) blijkt dat bij bepaalde hoeken, de gereflecteerde druk hoger wordt dan die bij loodrechte reflectie. Deze verhoogde reflectiefactoren blijken een gevolg te zijn van theoretische afleidingen. Uit experimenten [35] en [36] blijkt dat, ondanks pogingen daartoe, deze pieken niet konden worden aangetoond. Voor eenvoudige berekeningen kan dan ook van de gestippelde waarden in Figuur 4-2a worden uitgegaan voor de bepaling van de reflectiefactoren, zoals ook in [37] al werd voorgesteld.

4.2 Dynamische druk als gevolg van luchtverplaatsing

In hoofdstuk 2 is al vermeld dat blast, behalve met een drukverhoging, eveneens gepaard gaat met een luchtverplaatsing in de richting van de golfvoortplanting. Deze luchtverplaatsing, ook wel explosiewind genoemd, oefent een extra belasting uit op een reflecterend vlak. De druk Q ten gevolge van de luchtverplaatsing wordt beschreven door:

$$Q(t) = \frac{1}{2} \rho_s * u_s(t)^2 \quad (5)$$

met

ρ_s	: de luchtdichtheid in de golf	[kg/m ³]
$u_s(t)$: de deeltjessnelheid	[m/s]

De druk Q kan op eenvoudiger wijze uit de aankomende druk P_s worden bepaald volgens:

$$Q = \frac{5}{2} * \frac{P_s^2}{7 p_0 + P_s} \quad (6)$$







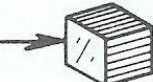



De dynamische druk Q_D op een constructie is gelijk aan:

$$Q_D = C_D * Q \quad (7)$$

waarin C_D de zogenaamde "drag" coëfficiënt voorstelt die afhangt van de vorm van de constructie. Voor een aantal vormen wordt in tabel 3.1 een waarde voor C_D gegeven.

Tabel 4-1 C_D coëfficiënten (overgenomen uit [2])

870339

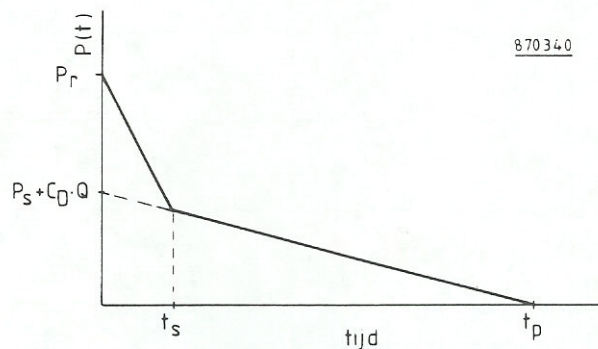
vorm	figuur	C_D
lange rechte cylinder	stroming → 	1.2
bol		0.47
cylinder		0.82
schijf	→  of 	1.17
kubus	→ 	1.05
kubus	→ 	0.80
langwerpige doos	→ 	2.05
langwerpige doos	→ 	1.55
strip	→ 	1.98

4.3 Belasting op een reflecterend vlak

Door de verstoring van de aankomende golf ontstaan aan de randen van een reflecterend vlak plaatselijk grote drukverschillen. Een gevolg hiervan is dat er een ontlastende golf gaat lopen vanaf de randen langs het vlak waartegen reflectie optreedt (Figuur 4-1).

Vanwege deze ontlastende golf neemt de druk op het vlak van de gereflecteerde druk af tot een waarde die gelijk is aan de op dat moment ter plaatse van het vlak heersende druk van de aankomende golf plus de dynamische druk.

Met behulp van reflectie- en dynamische druk kan de belasting op een eindig reflecterend vlak worden bepaald. Figuur 4-3 geeft een voorbeeld van de belasting op een reflecterend vlak dat door een schokgolf wordt getroffen. De drukafname is ter vereenvoudiging met rechte lijnen weergegeven.



Figuur 4-3 Schematische weergave van het druk-tijd verloop op een eindig reflecterend vlak.

De tijd t_s waarin de gereflecteerde druk afneemt tot de aankomende plus dynamische druk is te bepalen met:

$$t_s = \frac{3S}{U} \quad (\text{uit [1]}) \quad (8)$$

waarin U de snelheid van het golffront is en S een karakteristieke afmeting van het vlak. De snelheid U wordt bepaald met:

$$U = c_o \sqrt{1 + \frac{6P_s}{7p_o}} \quad (9)$$

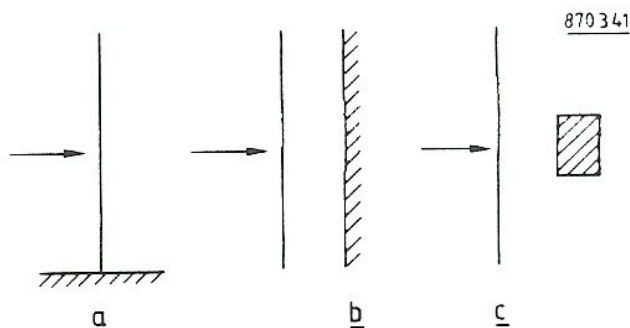
waarin c_o de voortplantingssnelheid van geluid in lucht is bij de atmosferische druk p_o (+ 340 m/s). Voor een gebouw met een gevel met hoogte H en breedte B moet voor S de kleinste waarde van $\frac{1}{2} B$ en H genomen worden. Vergelijking (8) is overgenomen uit [1] en is volgens deze referentie in vergelijking met experimenten een goede benadering.

Bij een drukgolf zal de ontlastende golf eveneens voorkomen. Vanwege de geleidelijke drukopbouw bij

een drukgolf zal op een eindig vlak de gereflecteerde druk zodanig worden ontlast dat de resulterende druk niet hoger wordt dan de aankomende plus de dynamische druk.

4.4 Belasting op een constructie

Bij de interactie van een golf met een voorwerp of constructie kan onderscheid worden gemaakt tussen drie uiterste gevallen, zie Figuur 4-4.

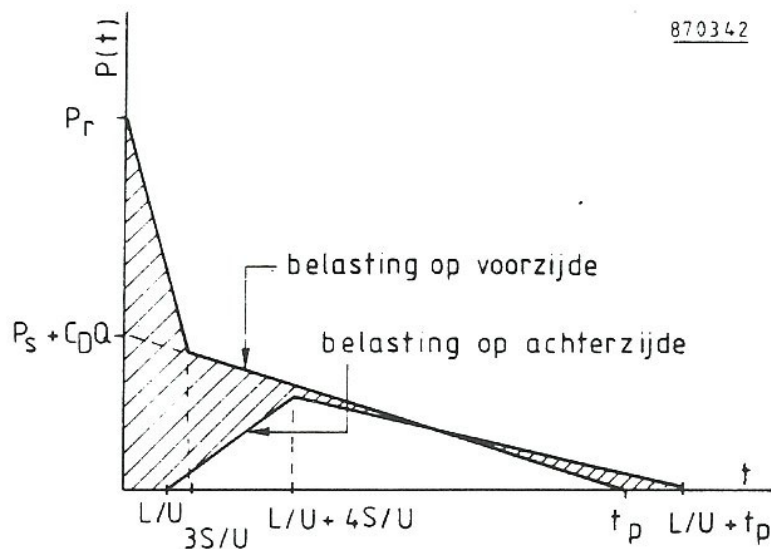


Figuur 4-4 Uiterste vormen van belasting op een constructie

In geval a loopt de golf onbelemmerd over een groot vlak heen en is de belasting op het vlak gelijk aan de overdruk in de aankomende golf. In geval b botst de golf loodrecht tegen een vlak van zeer grote afmetingen, zodat de ontlasting vanaf de rand geen rol speelt. Nu is de belasting gelijk aan de overdruk in de gereflecteerde golf. In geval c is er sprake van een voorwerp met kleine afmetingen. Het ontlasten gaat hier zo snel dat de reflectie buiten beschouwing kan worden gelaten. Verder is het drukverschil op voor- en achterkant zo gering dat de belasting alleen bestaat uit de dynamische druk. Bij constructies zal over het algemeen sprake zijn van een combinatie van de drie belastinggevallen. In ref. [2, 13, 18] wordt nader ingegaan op de bepaling van de belasting op een aantal constructievormen. Hier zal alleen de belasting op een dichte doosvormige constructie worden beschouwd volgens Figuur 4-1 met afmetingen H, B en L.

De belasting op de voorzijde wordt bepaald met de in paragraaf 4.3 beschreven methode. De belasting op de overige vlakken: boven-, zij- en achtervlakken varieert niet alleen als functie van de tijd doch ook als functie van de plaats (strikt genomen varieert de belasting op de voorzijde vanwege de ontlastende golf ook als functie van de plaats). Over het algemeen zal de blast de constructie zo snel passeren dat de belastingvariatie als functie van de plaats te verwaarlozen is. Als belasting op dergelijke vlakken kan dan ook het druk-tijd verloop van de aankomende golf worden aangehouden.

Voor de draagconstructie van bijvoorbeeld een gebouw is de voortplantingssnelheid van de golf wel van belang. Gedurende de tijd $t = L/U$ die de golf nodig heeft om van de voor- naar de achterzijde te lopen, is de resulterende horizontale belasting op de draagconstructie groot. Na dit tijdstip zal op de achterzijde een tegengesteld gerichte belasting gaan werken. De tijd die nodig is om de maximale druk op de achterwand op te bouwen, wordt in [1] gesteld op $t = 4.S/U$. In Figuur 4-5 wordt de horizontale belasting op een draagconstructie schematisch weergegeven.



Figuur 4-5 Schematische weergave van de horizontale belasting op de draagconstructie van een gesloten gebouw.

Indien de mogelijkheid bestaat dat er tijdens de omstromingsfase een overdruk in de constructie ontwikkeld wordt, bijvoorbeeld doordat de voorwand gedeeltelijk open is, dan zal deze de uitwendige druk compenseren. Bevat de voorgevel relatief veel openingen, bijvoorbeeld doordat de ruiten zijn gebroken, dan kan de blast door de constructie heenlopen en de achterwand met de gereflecteerde druk belasten. Bij bol- of cilindervormige constructies is de hoek van inval van de blast in ieder punt anders. Met behulp van Figuur 3.2 kan voor ieder punt de gereflecteerde piekoverdruk worden bepaald.

4.5 Voorbeeld

Tot slot zal voor een gebouw, met afmetingen $H \times B \times L = 30 \times 20 \times 10$ m, de belasting worden bepaald bij een schokgolf met $P_s = 0,5 \cdot 10^5$ Pa en $t_p = 200$ ms die loodrecht op de voorzijde invalt.

Uit (4) volgt:

$$P_r = 2 * (0,5 * 10^5) + \frac{2,4 * (0,5 * 10^5)^2}{0,4 * (0,5 * 10^5) + 2,8 * 10^5} = 1,2 * 10^5 \text{ Pa}$$

Uit (6) volgt:

$$Q = \frac{5}{2} * \frac{(0,5 * 10^5)^2}{7 * 10^5 + 0,5 * 10^5} = 8,3 * 10^3 \text{ Pa}$$

Tabel 3.1 levert $C_D = 1,05$ zodat volgens (7):

$$Q_D = 1,05 * Q = 8,75 * 10^3 Pa$$

Uit (9) volgt:

$$U = 340 \sqrt{1 + \frac{6 * (0,5 * 10^5)}{7 * 10^5}} = 406 \text{ m/s}$$

Gesubstitueerd in (8) geeft dit:

$$t_s = \frac{3 * \frac{20}{2}}{406} = 0,074s$$

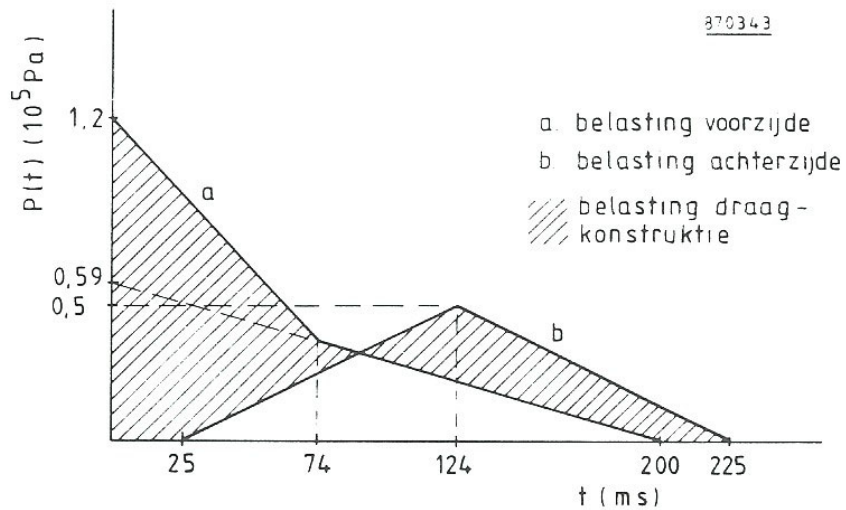
De benodigde tijd voor het golffront om de achterzijde te bereiken, is gelijk aan:

$$\frac{L}{U} = \frac{10}{406} = 0,025s$$

De tijd die nodig is om de maximum druk op de achterzijde te bereiken is:

$$\frac{4S}{U} = \frac{4 * \frac{20}{2}}{406} = 0,099 \text{ s}$$

Wordt het schema volgens Figuur 4-5 aangehouden dan geeft Figuur 4-6 de belasting op de draagconstructie weer.



Figuur 4-6 Belasting op de draagconstructie van een gebouw $H \times L \times B = 30 \times 10 \times 20$ m bij een schokgolf met $P_s = 0,5 \cdot 10^5$ Pa en $t_p = 200$ ms.

Bezit het gebouw een schuin oplopend dak dat een hoek van 30° maakt ten opzichte van de horizon dan is de hoek van inval gelijk aan 60° . De gereflecteerde druk op het dak wordt bepaald uit Figuur 4-2 voor

$$\frac{P_s}{P_0} = 0,5$$

Hieruit volgt dat $rc = 2,1$ waarmee $P_{r,dak} = 1,05 \cdot 10^5$ Pa.

De druk op de lijzijde van het dak zal evenals die op achter- en zijvlakken gelijk zijn aan de overdruk in de aankomende golf en bedraagt $0,5 \cdot 10^5$ Pa.

5 Respons van constructies op belasting veroorzaakt door explosie

Constructies die op de een of ander wijze worden belast, zullen gaan vervormen. De manier waarop de vervorming plaatsvindt en de grootte ervan hangen niet alleen af van de belasting, maar ook van de eigenschappen van de constructie. Deze worden bepaald door de eigenschappen van de materialen waaruit de diverse componenten van een constructie bestaan en de wijze waarop deze componenten tot een constructie zijn samengesteld.

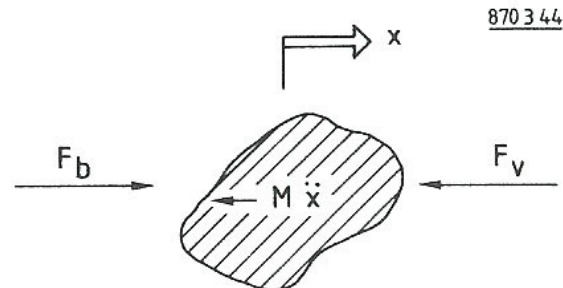
Wordt een constructie belast door een sterk in de tijd variërende belasting dan zal deze bij iedere belastingverandering reageren door andere vormen aan te nemen. De constructie kan ook gaan trillen waarbij de eigenfrequenties een belangrijke rol gaan spelen. De hier beschouwde belastingen afkomstig van een explosie kunnen zeer groot zijn in vergelijking met de normale belasting die een constructie krijgt te doorstaan. De kans dat een constructie tijdens zijn levensduur door een explosie wordt belast, is klein. Uit economisch oogpunt wordt een constructie vaak niet op dergelijke grote belastingen ontworpen. Een bepaalde schade in de vorm van een blijvende vervorming na een dergelijke uitzonderlijke belasting kan dan worden aanvaard. De eigenschap van de constructie die hierbij een rol speelt, is de ductiliteit. De ductiliteit is een maat voor de maximale blijvende vervorming.

Om de respons van de constructie in de vorm van vervormingen en inwendige krachten met berekeningen te kunnen bepalen, is een zekere vereenvoudigde voorstelling van de constructie noodzakelijk. Een zeer eenvoudige benadering zal weinig rekenwerk vereisen, maar de resultaten zullen beperkt en globaal zijn. Een minder eenvoudige benadering zal wellicht meer informatie opleveren, maar gebruik van geavanceerde rekenmiddelen zal dan snel noodzakelijk worden.

5.1 Dynamische belasting

In het geval dat de belasting gedurende lange tijd onveranderlijk aanwezig is of dat de belasting zeer langzaam verandert, wordt gesproken van een statische belasting. De optredende vervormingen veroorzaken inwendige krachten in de constructie. Deze krachten zijn dan voortdurend in evenwicht met de aanwezige belasting. Vindt de verandering van de belasting in de tijd (of in de plaats) snel plaats, dan gaan massa en stijfheid van de constructie ook een rol spelen in de krachtverdeling. De inwendige krachten maken dan evenwicht met de opgelegde belastingen samen met de massa-tragheidskrachten die ontstaan als gevolg van het in beweging brengen van de constructie. In deze gevallen wordt gesproken van een dynamische belasting.

Illustratief voor het verschil in statische en dynamische belasting is het volgende voorbeeld. Een massa M wordt belast door een belasting F_b en wordt gesteund door een kracht F_v (Figuur 5-1).



Figuur 5-1 Krachten op een voorwerp.

De steunende kracht F_v stelt de weerstand van de massa M voor tegen verplaatsing. In het algemeen geldt voor de evenwichtstoestand de wet van Newton:

$$F_b = F_v + M \cdot \ddot{x} \quad (10)$$

waarin \ddot{x} de versnelling van de massa M voorstelt.

Bij statische belasting vinden eventuele bewegingen of vervormingen zo langzaam plaats, dat de versnelling gelijk is aan nul. Hier geldt dus:

$$\text{Statisch:} \quad F_b = F_v \quad (11)$$

Bij dynamische belastingen is de versnelling niet meer verwaarloosbaar zodat in het algemeen geldt:

$$\text{Dynamisch:} \quad F_b \neq F_v \quad (12)$$

Er bestaat dan een dynamisch evenwicht tussen krachten en massatraagheid (10).

5.2 Vereenvoudigde weergave van de constructie

Om de respons van een constructie op een belasting op analytische wijze te kunnen bepalen, is het noodzakelijk de constructie vereenvoudigd weer te geven. De vereenvoudigde weergave bestaat in principe uit een stelsel van tot punten geconcentreerde massa's die aan elkaar gekoppeld zijn door veren. De veercharacteristieken van de veren worden bepaald door de stijfheid van de constructie. De demping van de constructie kan in rekening worden gebracht door het aanbrengen van dempers.

Wordt een constructie opgedeeld in n geconcentreerde massa's dan wordt gesproken van een n -massaveersysteem. Een bijzonder geval van het n -massaveersysteem is het 1-massa veersysteem, de eenvoudigste benadering waarbij de constructie wordt weergegeven door één massa en één veer eventueel met een demper.

Het bepalen van de respons bestaat uit het opstellen van de evenwichtsvergelijking voor elke massa.

Er ontstaat dan een stelsel van n differentiaalvergelijkingen. De oplossing van dit stelsel levert de veerkrachten en de verplaatsingen van de massa's op.

Voor het bepalen van de respons van geometrisch eenvoudige constructievormen, zoals balken en vloeren, kunnen de vormen worden gemodelleerd als liggers en platen. De oplossing van de differentiaalvergelijking levert dan een continu verplaatsings- en krachtveld op. Een dergelijke benadering wordt een continu systeem genoemd.

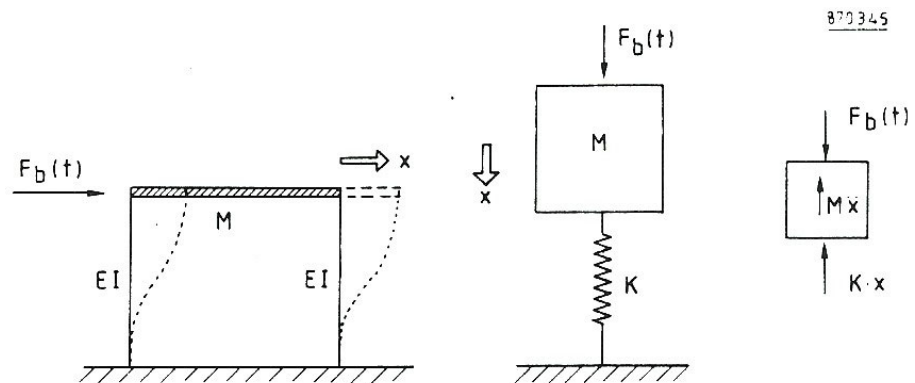
Ook is het mogelijk een constructie op te delen in kleine elementen waarvan de eigenschappen bekend zijn. Tussen de elementen bestaan aansluitvoorwaarden. Het aantal vergelijkingen dat op deze manier ontstaat en die bij deze zogenaamde eindige-elementen methoden dient te worden opgelost, kan zeer groot worden zodat gebruik van computers noodzakelijk wordt.

Voor de weergave van een constructie bij een explosiebelasting zal gebruik gemaakt worden van het één-massaveersysteem. De belastingduur is in het algemeen erg kort zodat de maximale respons van de constructie op zal treden gedurende de eerste trilling. Damping speelt dan nog nauwelijks een rol. Een nauwkeurigere weergave van de constructie suggereert een nauwkeurige bepaling van de schade. Echter omdat de bepaling van schade slechts globaal kan plaatsvinden, is een nauwkeurigere benadering niet nodig.

In Bijlage II zal kort worden ingegaan op de continue systemen voor platen en liggers.

5.2.1 Eén-massaveersysteem

De meest eenvoudige weergave van een constructie is het zogenaamde één-massa-veersysteem. De constructie wordt weergegeven door een massa M en een veer met veerstijfheid K . In principe kan de vrijheidsgraad x ter plaatse van ieder willekeurig punt van de constructie worden genomen. Voor de hand ligt het om de vrijheidsgraad ter plaatse van het punt te nemen waar de maximale verplaatsing te verwachten valt.



Figuur 5-2 Eén-massaveersysteem.

Het evenwicht van een één-massaveersysteem is identiek aan (10) en wordt beschreven door:

$$M * \ddot{x} + K * x = F_b(t) \quad (13)$$

In bijlage I wordt de respons van een één-massa-veersysteem bepaald voor enkele vormen van belasting als functie van de tijd.

5.2.2 Eigenfrequentie

Bij het oplossen van de differentiaalvergelijking (13) komt een eigenschap van het beschouwde systeem naar voren, namelijk de eigenfrequentie. De eigenfrequentie van een constructie is de frequentie waarin de constructie trilt nadat deze door een stoot in beweging is gebracht. Bij een dergelijke vrije trilling is de belasting, het rechterlid in (13), gelijk aan nul.

Het aantal eigenfrequenties van een continue systeem is in principe oneindig groot. Bij een n-massa-veer-systeem worden n eigenfrequenties gevonden; bij een één-massa-veersysteem slechts één. Over het algemeen zal dit de eerste of laagste eigenfrequentie zijn.

In bijlage I is afgeleid dat de zogenaamde hoeksnelheid, of ook wel hoekfrequentie ω genoemd, te bepalen is met:

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (14)$$

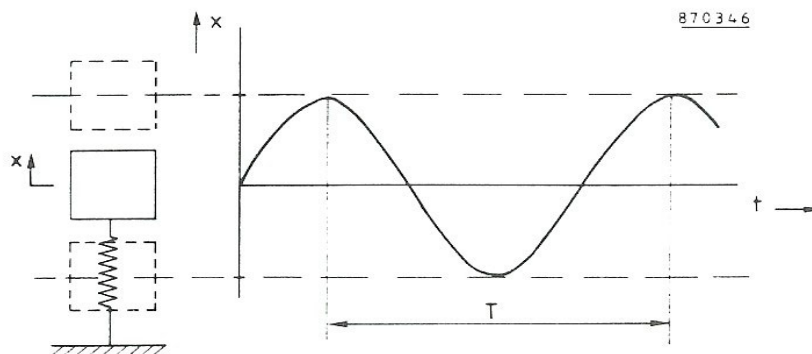
De eigenfrequentie f die het aantal trillingen per seconde aangeeft, is gerelateerd aan de hoeksnelheid volgens:

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad (15)$$

De eigentrillingstijd T, de tijd die nodig is om een gehele trilling te beschrijven (

Figuur 5-3) is gelijk aan:

$$T = \frac{1}{f}$$



Figuur 5-3 Eigentrillingstijd.

5.2.3 Veer karakteristiek

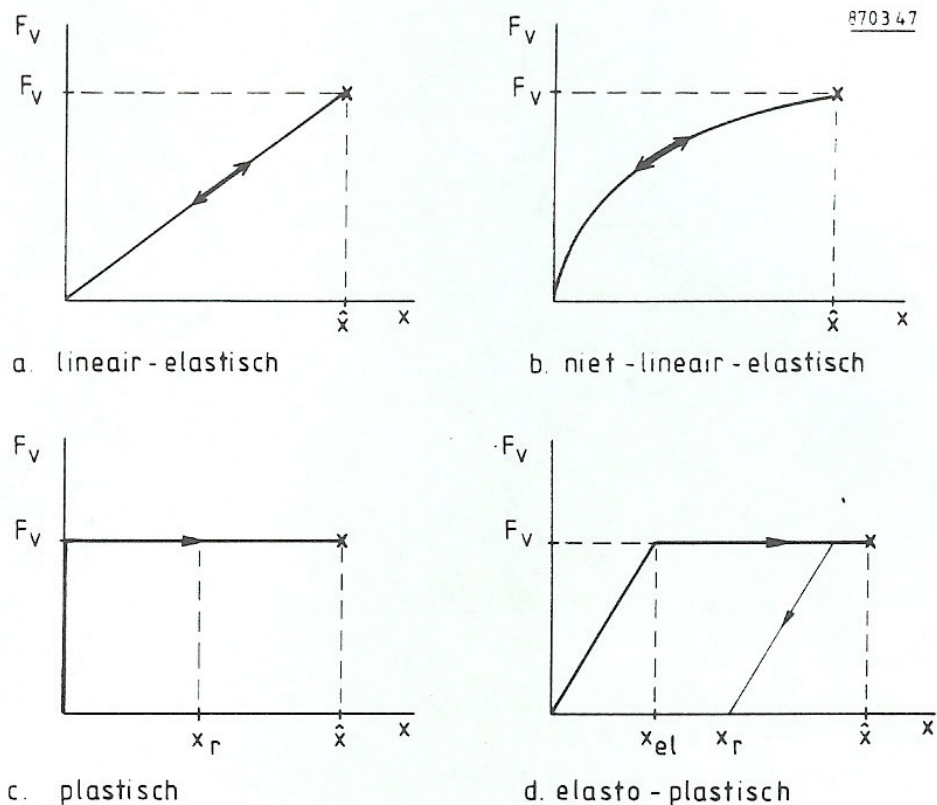
In de voorgaande paragrafen is een lineair verband aangehouden tussen de kracht in de veer F_v en de verplaatsing x volgens:

$$F_v = K * x \quad (17)$$

waarin K de constant veronderstelde veerstijfheid is.

Verdwijnt de belasting dan zal de veerkracht gelijk aan nul worden waarbij ook geen verplaatsing meer aanwezig is. In een dergelijk geval wordt gesproken van een lineair-elastische kracht-verplaatsingsrelatie. Deze kracht-verplaatsingsrelatie, plus enige andere relaties, zijn in

Figuur 5-4 weergegeven.



Figuur 5-4 Kracht-verplaatsingsrelaties.

Van vervorming bij een plastisch gedrag is pas sprake nadat de kracht zijn maximale waarde heeft bereikt. Is de belasting statisch dan bezwijkt de constructie. Is de belasting dynamisch en zo kortdurend dat de belasting weer verdwenen is voordat de maximaal mogelijke verplaatsing x bereikt is, dan bezwijkt de constructie niet doch deze behoudt wel een blijvende vervorming x_r .

De meeste bouwmaterialen (beton, hout, staal) vertonen een gedrag dat geïdealiseerd aangeduid wordt als elasto-plastisch (

Figuur 5-4).

Constructies zullen ook een dergelijk gedrag vertonen. De overgang tussen elastische en plastische zone zal in het algemeen niet zo duidelijk te bepalen zijn als in het geïdealiseerde model. Constructies zijn zodanig ontworpen dat de belastingen waartegen ze normaliter bestand dienen te zijn, zoals gebruiks- en windbelastingen, in het elastische gebied van de constructie liggen. De hogere belastingen zullen door plastische vervorming opgenomen worden.

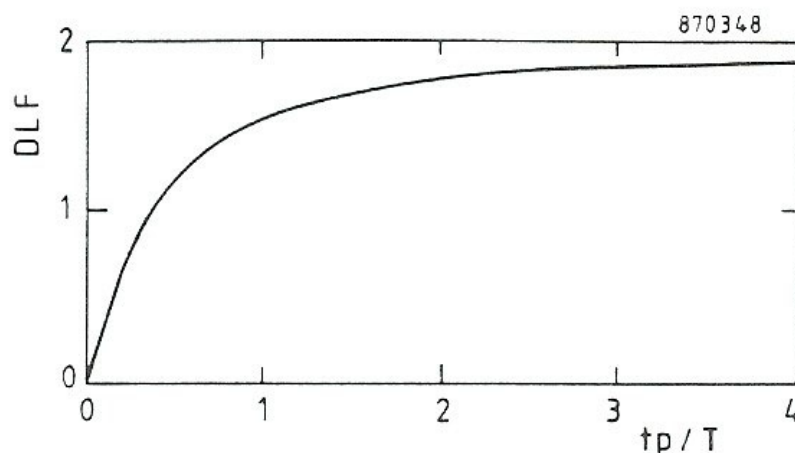
Een maat voor de maximale plastische vervorming is de zogenaamde ductiliteit Du . Du is gelijk aan het quotiënt van de maximale vervorming en de maximale elastische vervorming:

$$Du = \frac{\hat{x}}{\hat{x}_{el}} \quad (18)$$

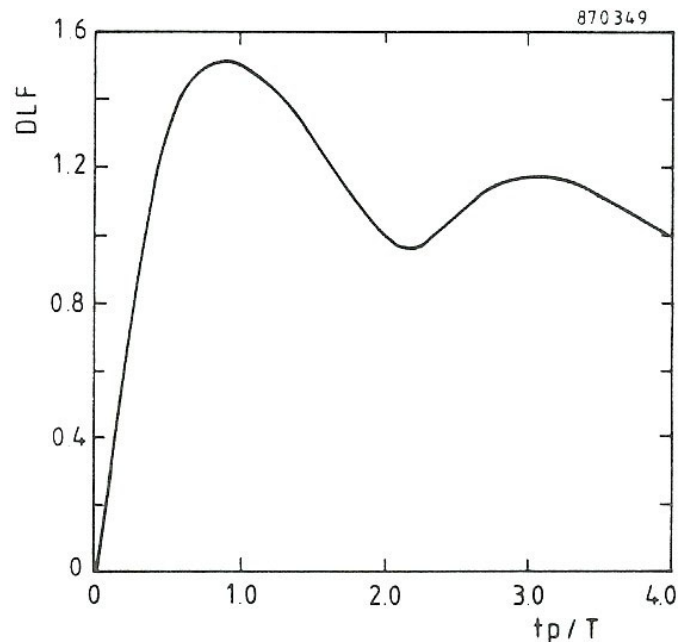
5.3 Maximale verplaatsing, dynamische belastingsfactor

Een dynamische berekening geeft informatie over de wijze waarop een constructie reageert op een dynamische belasting. Een dergelijke berekening kan veel rekenwerk met zich meebrengen. Vaak zal men alleen de maximale krachten in en de maximale verplaatsing van een constructie willen weten. Om deze op eenvoudige wijze te kunnen bepalen, kan gebruik worden gemaakt van de zogenaamde quasi-statische rekenmethode. Hiertoe wordt de maximale waarde van de dynamische belasting met een bepaalde factor vermenigvuldigd waarna de constructie met behulp van statische methoden wordt doorgerekend. De factor waarmee de maximale dynamische belasting moet worden vermenigvuldigd, wordt de dynamische belastingsfactor genoemd (afgekort DLF: Dynamic Load Factor).

Deze wordt bepaald met behulp van de dynamische responsberekening van een één-massa-veersysteem en hangt vooral af van de duur van de dynamische belasting. In Figuur 5-5 en Figuur 5-6 is deze DLF voor een lineair elastische constructie aangegeven voor de in dit document aangehouden belastingvormen voor een druk- en schokgolf.



Figuur 5-5 Dynamische belastingfactor voor een schokgolf.



Figuur 5-6 Dynamische belastingfactor voor een drukgolf [13].

Enkele waarden voor de DLF zijn op eenvoudige wijze te verifiëren. Voor grote positieve fase-duur gaat de schokgolf over in een sprongfunctie. In bijlage I is hiervoor de respons afgeleid. De DLF is in dit geval gelijk aan twee. Is de fase-duur bij een drukgolf erg lang dan neemt de belasting zeer langzaam toe; de belasting is statisch, zodat de DLF gelijk aan één moet zijn. Is de fase-duur kort ten opzichte van de eigentrillingstijd dan wordt de DLF kleiner dan één: de op te nemen dynamische belasting is groter dan de statische. Voor kortdurende belastingen speelt de vorm steeds minder een rol in de responsbepaling. De belasting nadert dan tot een impulsbelasting. Bij elasto-plastische constructies speelt de ductiliteit ook een rol voor de bepaling van de maximale verplaatsing.

Voor een aantal belastingvormen worden in referentie [13] grafieken gegeven waarmee de maximale respons kan worden bepaald. De grafieken voor een druk- en een schokgolf zijn in

Figuur 5-7 en **Figuur 5-8** overgenomen. Deze grafieken kunnen op een aantal manieren worden gebruikt. Zijn de gegevens van de belasting bekend (piekwaarde en fase-duur) dan kunnen combinaties van de aan te houden DLF en de ductiliteit worden bepaald die noodzakelijk zijn om te voorkomen dat een constructie onder de belasting bezwijkt. Zijn anderzijds gegevens van de constructie bekend (ductiliteit, statische sterkte) dan kan aan de hand van de gegeven diagrammen worden bepaald welke dynamische belasting de constructie kan weerstaan. Zijn alle gegevens bekend dan kan een indruk van de veiligheid of onveiligheid van een constructie worden verkregen.

5.4 Druk-impulsdiagrammen voor constructies

In de voorgaande paragrafen is naar voren gekomen dat twee vormen van uiterste belasting te onderscheiden zijn: de stapbelasting en de impulsbelasting. Het ligt dan ook voor de hand om bij het bepalen van de respons van constructies deze belastingsvormen te gebruiken. Hiervoor is het noodzakelijk dat de waarden uit

Figuur 5-7 en **Figuur 5-8** worden omgezet in zogenaamde druk-impulsdiagrammen. Hierbij wordt gebruik gemaakt van de uitdrukkingen voor de impuls i en de hoekfrequentie ω . De resultaten zijn gegeven in **Figuur 5-9** en

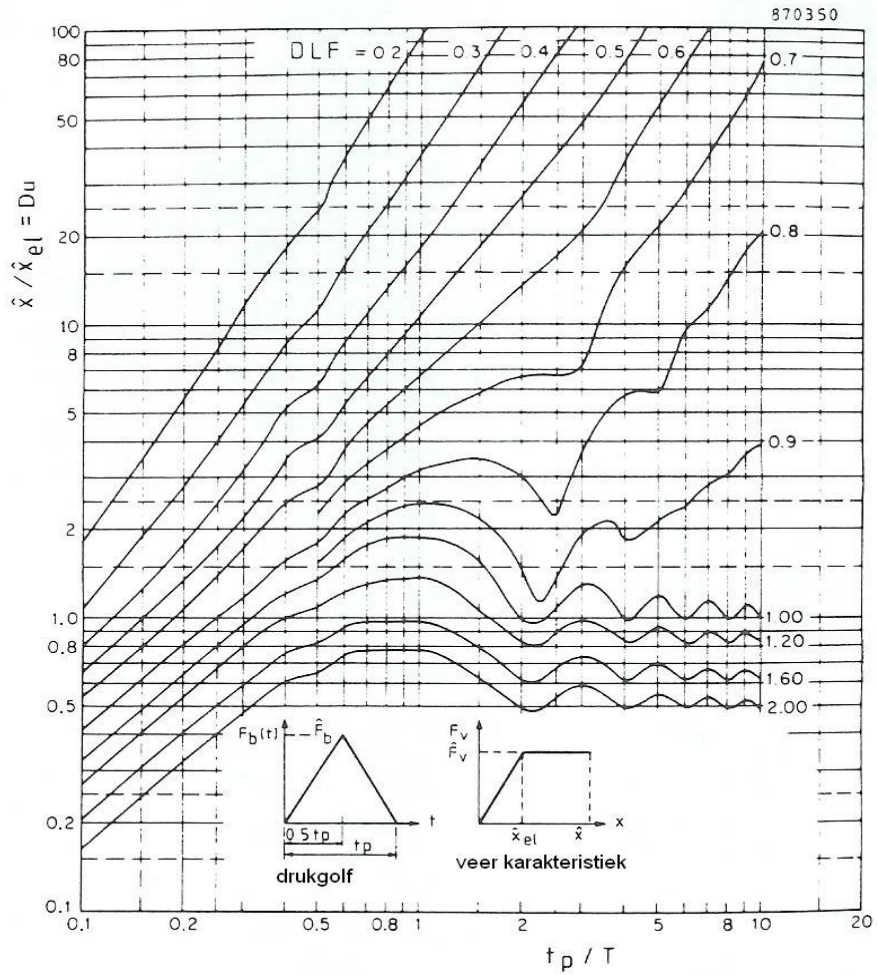
Figuur 5-10 voor respectievelijk een druk- en een schokgolf bij waarden van de ductiliteit van 1, 5 en 10.

In de figuren zijn langs de assen een geschaalde impuls en een geschaalde druk uitgezet volgens:

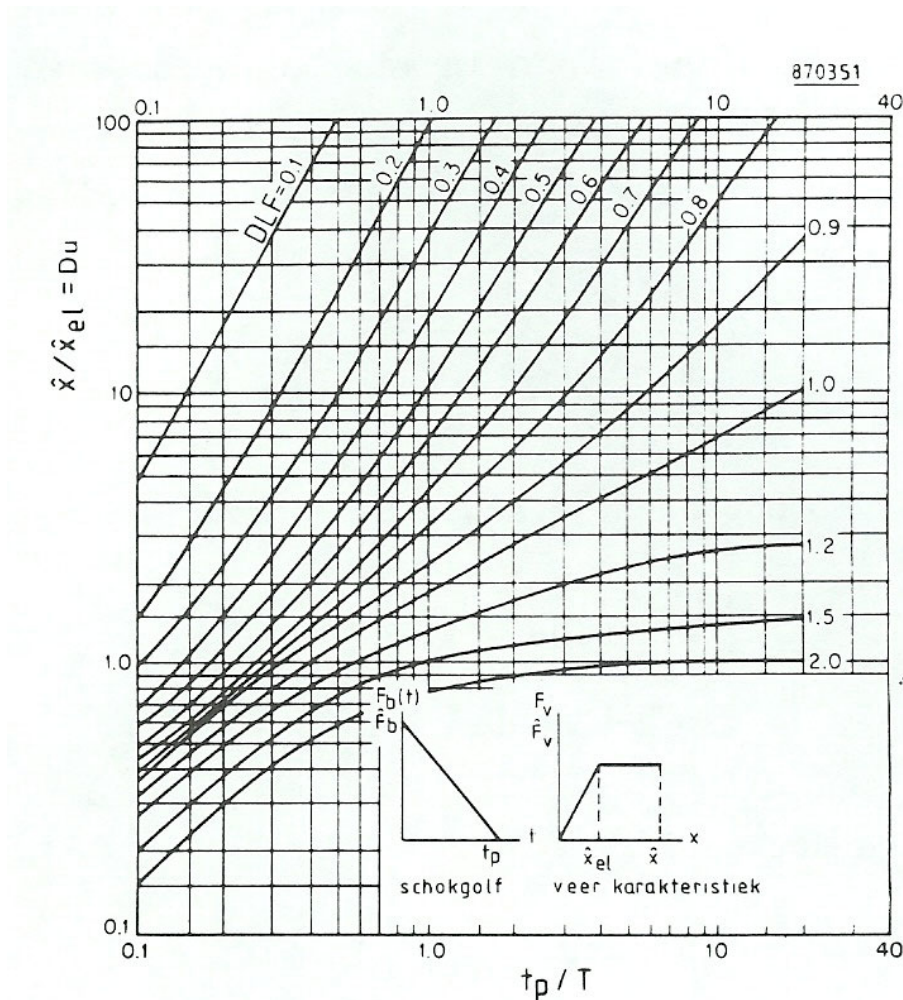
$$\bar{i} = \frac{i * \omega}{P_{st}} \quad (19)$$

en

$$\bar{P} = \frac{P}{P_{st}} \quad (20)$$



Figuur 5-7 Maximale respons van een elastoplastisch één-massaveer-systeem op een drukgolf (overgenomen uit [13]).



Figuur 5-8 Maximale respons van een elasto-plastisch één-massaveersysteem op een schokgolf (overgenomen uit [13]).

In analogie met het één-massa-veersysteem dient voor P de maximale waarde van de op de constructie uitgeoefende belasting te worden gesubstitueerd. Voor loodrechte reflectie is dit: $P = P_r$ en voor het geval van een langsgestroomde golf: $P = P_s$.

De statische sterkte P_{st} is analoog aan de maximale veerkracht in het één-massa-veersysteem volgens $F_v = K * \hat{x}$. Zijn de materiaalgegevens en de constructieafmetingen bekend dan is in principe P_{st} te bepalen. Opgemerkt dient te worden dat de eenheden van i en P respectievelijk $Pa*s$ en Pa zijn in tegenstelling tot S en F_b waarvan de eenheden $N*s$ en N zijn.

De uiterste waarden in Figuur 5-9 en

Figuur 5-10 zijn op eenvoudige wijze te controleren. Voor kortdurende belastingen geldt de respons op een impulsbelasting. Voor langdurige belastingen geldt voor de schokgolf de respons op een sprongbelasting en voor een drukgolf de respons op een statische belasting. In bijlage I is hiervoor afgeleid dat de impuls in beide gevallen nadert tot

$$\bar{i}' = \sqrt{2 * Du - 1} \quad (21)$$

De drukasymptoot heeft voor de schokgolf de waarde:

$$\bar{P}' = \frac{Du - \frac{1}{2}}{Du} \quad (22)$$

en voor de drukgolf:

$$\bar{P}' = 1 \quad (23)$$

De druk-impulsdiagrammen zijn afgeleid voor een één-massa-veersysteem. De vraag rijst in hoeverre deze diagrammen voor constructies zijn toe te passen. In feite zijn constructies continue systemen met een groot aantal eigenfrequenties. Door toepassen van het één-massa-veersysteem wordt er impliciet van uitgegaan dat de respons door de laagste eigenfrequentie wordt bepaald.

Uit onderzoek [33] naar de respons van continue systemen als liggers en platen onder kortdurende belastingen is gebleken dat inwendige krachten zoals dwarskrachten en buigende momenten gaan afwijken van de met het één-massa-veersysteem bepaalde waarden indien de belastingduur kleiner wordt dan 0,1 maal de laagste eigentrillingstijd.

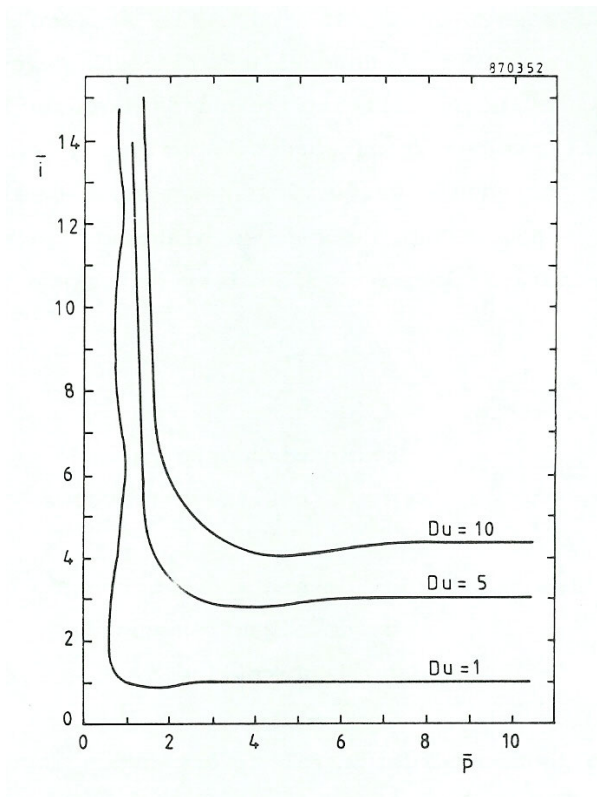
De figuren kunnen dan ook worden toegepast indien geldt dat $t_p/T > 0,1$ en indien geldt dat de belasting gelijkmatig verdeeld over het gehele oppervlak aangrijpt.

Het is nu mogelijk om een indruk te krijgen van de maximale vervorming van een constructie bij een gegeven kortdurende belasting. Is de ductiliteit bekend dan kan de maximaal opneembare dynamische belasting worden bepaald. Indien het mogelijk is om aan de optredende vervormingen een schadebeeld of percentage te koppelen dan kunnen de gegeven diagrammen als schadecriteria worden gebruikt. Gegevens die hiervoor bekend dienen te zijn, zijn:

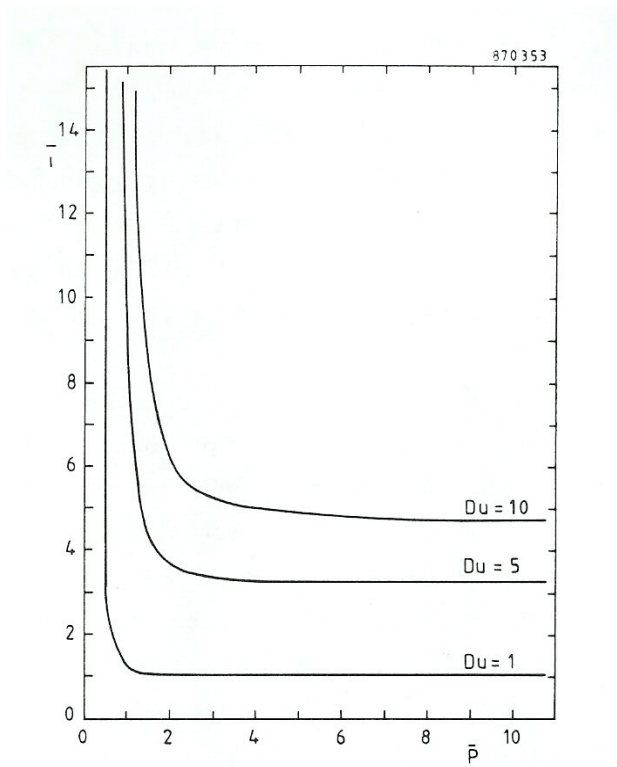
- Van de belasting :
 - a) de vorm
 - b) de piekoverdruk
 - c) de positieve fase-duur

- Van de constructie:
 - a) de statische sterkte
 - b) de eigenfrequentie
 - c) de ductiliteit

In het volgende hoofdstuk zal nader worden ingegaan op het bepalen van de gegevens die van de constructie bekend dienen te zijn.



Figuur 5-9 Druk-impulsdiagram voor een drukgolf.



Figuur 5-10 Druk-impulsdiagram voor een schokgolf.

6 Bepaling van benodigde grootheden

Om gebruik te kunnen maken van de in het vorige hoofdstuk gegeven grafieken ter bepaling van de respons zullen een aantal grootheden bekend dienen te zijn. Op de bepaling van de grootheden van de blast is al eerder ingegaan. In dit hoofdstuk worden de benodigde grootheden van de constructie beschouwd. Deze zijn: statische sterkte, eigenfrequentie en ductiliteit.

6.1 Statische sterkte

Met het begrip “statische sterkte” wordt de grootte van de statische belasting bedoeld, die werkend in de richting van de dynamische belasting, bezwijken van de constructie of het constructieonderdeel waarop de belasting wordt aangebracht tot gevolg heeft. Voor draagconstructies van gebouwen wordt aangenomen dat de statische belasting horizontaal aangrijpt. Voor constructieonderdelen zoals gevels, daken, ruiten en panelen wordt de gelijkmatig verdeelde belasting beschouwd als een kracht die loodrecht op het vlak van de constructie aangrijpt.

De waarde van de statische sterkte is een gemiddelde waarde: in 50% van de gevallen zal bezwijken optreden.

Bij het ontwerpen en berekenen van constructies wordt veelal gebruik gemaakt van normen en voorschriften waarin eisen aan de constructie worden gesteld. Deze betreffen eisen ten aanzien van onder andere sterkte, stijfheid, duurzaamheid, isolatie, verwerkbaarheid en transporteerbaarheid. Al deze eisen bepalen mede de afmetingen en de te gebruiken materialen en hierdoor kan een overcapaciteit voor wat betreft de sterkte ontstaan. In deze gevallen dient de statische sterkte bepaald te worden met de reeds vastgelegde afmetingen en materiaalgegevens van de constructie. Dit zal in veel gevallen leiden tot berekeningen waarbij veel aannamen gedaan moeten worden. Het zal blijken dat dit soort berekeningen voor het hier beschouwde onderwerp in het algemeen niet nodig zijn.

Voor de gevallen waarbij de sterkte maatgevend was voor de dimensionering kan de statische sterkte eenvoudig worden bepaald door uit te gaan van de voorgeschreven belasting en de toelaatbare of karakteristieke materiaalsterkten. Uit de voorgeschreven veiligheidsfactoren en de verhouding tussen toelaatbare en gemiddelde materiaalsterkte volgt dan een waarde voor de gemiddelde statische sterkte.

Een belangrijke belasting is de windbelasting. In voorschriften [3] worden waarden gegeven voor de statische belasting ten gevolge van wind. Het blijkt dat voor de dimensionering van hoge gebouwen, windbelasting maatgevend is, zodat voor het bepalen van de statische sterkte hiervan kan worden uitgegaan.

6.1.1 Veiligheidsfactoren

Beton [13, 16]:

Bij betonberekeningen wordt altijd een veiligheidsfactor van 1,7 gehanteerd waarmee de voorgeschreven belasting moet worden vermenigvuldigd. De uit deze belasting volgende spanningen mogen niet hoger zijn dan de aan te houden waarden voor de karakteristieke sterkte. Deze karakteristieke sterkte is een ondergrens van de gemiddelde sterkte. De factor tussen deze twee sterktes bedraagt ongeveer 1,5. Verder blijkt dat de sterkte bij een snelle belasting hoger is dan bij een langzame belasting. De toename in sterkte bedraagt 1,2. Vermenigvuldiging van alle factoren levert een veiligheidsfactor op van 3,0 ten opzichte van de gemiddelde waarde.

Staal [14]:

Voor staal gelden soortgelijke beschouwingen als voor beton. Een veiligheidsfactor van 1,5 wordt aangehouden. Hiermee worden niet de belastingen verhoogd doch een toelaatbare spanning bepaald ten opzichte van de vloeispanning. De verhouding gemiddelde waarde en ondergrens bedraagt 1,2 en de invloed van de hogere belastingsnelheid wordt in rekening gebracht door een factor 1,1. Samen leidt dit tot een te hanteren veiligheidsfactor van 2,0 ten opzichte van het gemiddelde.

Hout [25]:

Bij hout wordt meestal uitgegaan van een buigsterkte die slechts 1/5 bedraagt van wat gemiddeld bij experimenten wordt gevonden. De invloed van de belastingsnelheid is onbekend. Hier wordt een veiligheidsfactor van 5 gehanteerd ten opzichte van het gemiddelde.

Glas [17]:

Bij glas wordt een veiligheidsmarge van 2 gehanteerd. De gemiddelde sterkte bedraagt ongeveer 2x de ondergrenswaarde en ook de invloed van de belastingsnelheid geeft een factor 2. De totale veiligheidsfactor voor glas bedraagt 8 ten opzichte van het gemiddelde.

6.1.2 Windbelasting

De voor de statische berekening van bouwconstructies aan te houden stuwdruk ten gevolge van wind wordt in de TGB [3] gegeven als functie van de hoogte. Onderscheid wordt gemaakt tussen constructies op plaatsen langs de Noordzeekust en meer landinwaarts gesitueerde constructies. In Tabel 6-1 is het voorschrift overgenomen. De grenswaarde van de afstand tot de Noordzeekust waarvoor kolom 1 kan worden gebruikt, bedraagt 25 maal de gebouwhoogte, die voor kolom 2 bedraagt 50 maal de gebouwhoogte. Voor afstanden tussen beide grenswaarden wordt de stuwdruk gevonden door lineair te interpoleren.

Tabel 6-1 Stuwdruk q_w ten gevolge van wind volgens [3]:

Hoogte H boven maai- veld in m	1 aan Noordzeekust in N/m²	2 land in N/m²
<7	970	710
8	990	730
9	1010	750
10	1020	770
15	1070	830
20	1120	880
25	1150	930
30	1190	970
35	1220	1010
40	1250	1040
45	1270	1070
50	1300	1100
55	1320	1120
60	1330	1140
65	1350	1160
70	1360	1180
75	1380	1200
80	1390	1220
85	1400	1230
90	1410	1250
95	1420	1260
100	1430	1280
110	1450	1300
120	1460	1320
130	1480	1340
140	1490	1360
150	1500	1380
160	1510	1400
170	1520	1410
180	1530	1430
190	1540	1440
200	1550	1450
250	1570	1510
300	1600	1560

Voor de windbelasting p_w op bouwconstructies geldt:

$$p_w = C_w * q_w \quad (24)$$

Waarin:

C_w = factor afhankelijk van de stand van het getroffen vlak ten opzichte van de windrichting [-]

q_w = stuwdruk [Pa]

De factor C_w wordt bepaald door de stand van het getroffen vlak ten opzichte van de windrichting. Voor een naar de wind toegekeerd vlak dat een hoek α_i maakt met de windrichting geldt:

$C_w = +0,4$ voor $0^\circ < \alpha_i < 65^\circ$

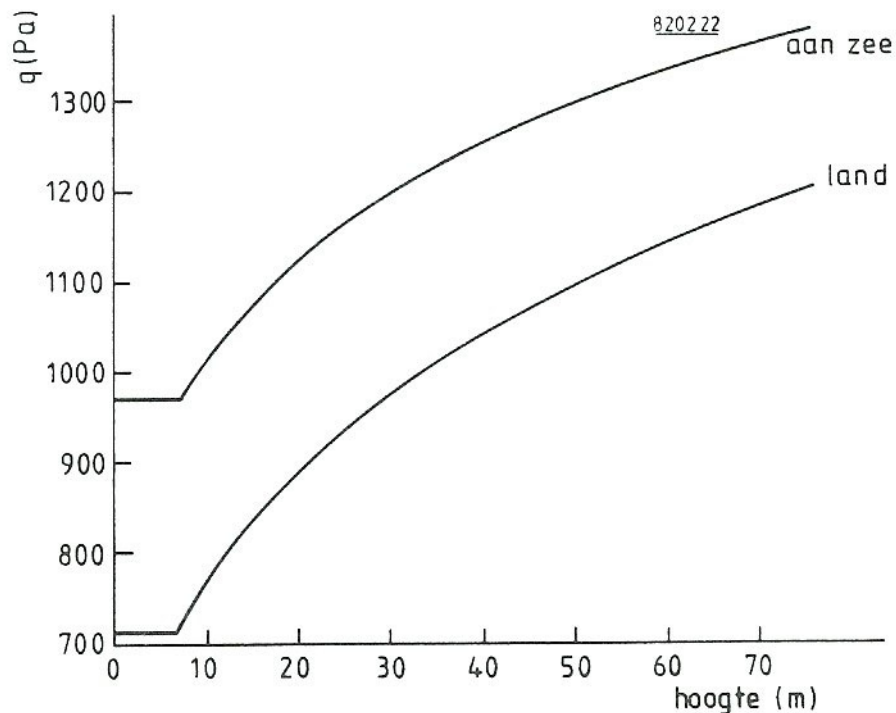
$C_w = +0,8$ voor $65^\circ < \alpha_i < 90^\circ$

Voor van de wind afgekeerde vlakken geldt een negatieve waarde voor C_w :

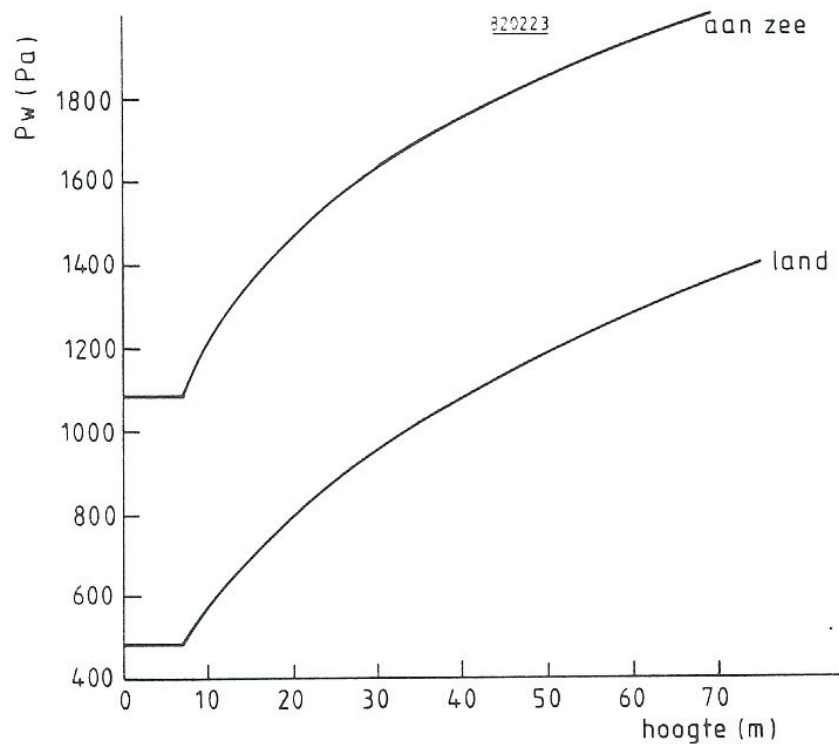
$C_w = -0,4$.

Vlakken evenwijdig aan de windrichting worden door windwrijving belast met $C_w = 0,04$. Verder wordt afhankelijk van naar de wind toe of van de wind afgekeerde openingen een alzijdige over- of onderdruk met $C_w = +0,8$ of $C_w = -0,4$ in rekening gebracht.

Referentie [3] geeft uitgebreide informatie over de in rekening te brengen waarden. Globaal blijkt te gelden dat $C_w = 1,3$. De stuwdruk ten gevolge van de wind q_w is als functie van de hoogte weergegeven in Figuur 6-1.

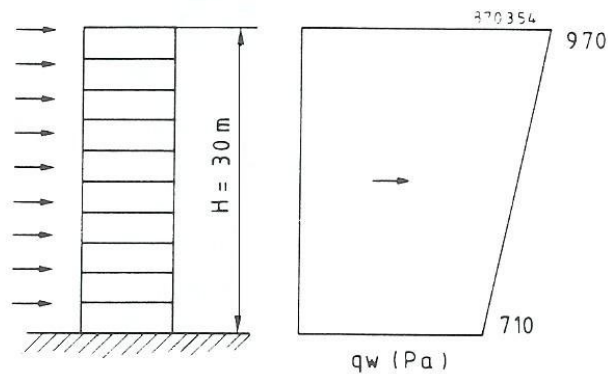


Figuur 6-1 Stuwdruk q_w als functie van de hoogte (overgenomen uit [14]).



Figuur 6-2 Windbelasting op ruiten als functie van hoogte (overgenomen uit [11]).

Met een eenvoudig voorbeeld wordt de bepaling van de statische sterkte uit de windbelasting toegelicht. Een gebouw met een hoogte H van 30 m wordt onderworpen aan windbelasting. Om de statische sterkte te bepalen kan de windbelasting schematisch worden weergegeven zoals in Figuur 6-3, waarbij de belasting als functie van de hoogte een lineair verloop heeft.



Figuur 6-3 Benaderde windbelasting op een gebouw met een hoogte $H=30$ m.

Door de wind ontstaat ter plaatse van de voet van het gebouw een inklemmingsmoment M_w per meter gebouwbreedte dat gelijk is aan:

$$M_w = C_w \left(\frac{1}{2} * 710 * H^2 + \frac{1}{3} (970 - 710) * H^2 \right) \quad (25)$$

Met $C_w = 1,3$ en $H = 30$ m volgt dat $M_w = 517$ kPa/m

De gelijkmatig verdeelde statische belasting, die horizontaal aangrijpt veroorzaakt een moment M_{st} gelijk aan:

$$M_{st} = \frac{1}{2} P_{st} * H^2 \quad (26)$$

Er van uitgaande dat de windbelasting maatgevend is, geldt:

$$M_{st} = \beta * M_w \quad (27)$$

waarin β de veiligheidsfactor is. Bestaat de draagconstructie uit beton dan is eerder afgeleid dat $\beta = 3$. Uit bovenstaande vergelijkingen volgt dan: $P_{st} = 3445$ Pa.

6.2 Eigenfrequentie

Bij het beschouwen van het dynamische gedrag van constructies is gebleken dat de eigenfrequenties een belangrijke rol spelen. Gekoppeld aan de eigenfrequentie is de eigentrillingstijd. Gedurende de eigentrillingstijd wordt een volledige eigentrilling uitgevoerd, hetgeen betekent dat het systeem tweemaal de maximale afwijking van de evenwichtstand bereikt. De duur van de eigentrilling is dus bepalend voor de snelheid waarmee de constructie op een variatie van de belasting reageert.

Bij plotselinge kortdurende verdeelde belastingen zoals blast zal de constructie gaan trillen met de laagste eigenfrequentie. Is de belastingduur groot ten opzichte van de eigentrillingstijd dan zal de maximale waarde van de doorbuiging worden bereikt. Bij korte belastingduur zal de belasting op de constructie reeds niet meer aanwezig op het moment dat deze de maximale uitwijking bereikt heeft.

Zoals aan vergelijking [14] is te zien, wordt de eigenfrequentie bepaald door de stijfheid en de massa van een constructie. De stijfheid hangt af van de stijfheid van de gebruikte materialen, de vorm, afmetingen en opbouw van de constructie. Is de massa nog goed te berekenen, de berekening van de stijfheid vanuit het ontwerp is veel moeilijker, waardoor een analytische bepaling van de eigenfrequentie vaak niet goed mogelijk is.

Wel zijn met behulp van de resultaten van talrijke experimenten, empirische formules opgesteld, waarmee op eenvoudige wijze een globale indruk kan worden verkregen van de eigenfrequentie van gebouwen. Hieronder zullen deze formules worden weergegeven. In plaats van de eigenfrequentie wordt meestal de eigentrillingstijd T bepaald.

6.2.1 Empirische formules

De hoogte H van een gebouw is de belangrijkste factor voor de bepaling van de trillingstijd. De eigentrillingstijd T neemt toe bij toenemende hoogte van een gebouw. Veel formules bepalen de eigentrillingstijd dan ook door uit te gaan van een lineair verband met de hoogte volgens:

$$T = k_1 * H \quad (28)$$

In referentie [19] zijn een aantal waarden voor de constante k_1 verzameld. Voor gebouwen uit metselwerk worden k_1 -waarden gevonden variërend van 0,014 tot 0,0165. De k_1 -waarden voor gebouwen met een raamwerkstructuur varieert van 0,025 tot 0,03. Voor hoge gebouwen wordt een waarde van k_1 vermeld van 0,029 voor een staalconstructie en 0,021 voor overige constructiematerialen. Een in Nederland gebruikelijke waarde voor k_1 is 0,02. Deze waarde ligt in het midden van de boven gegeven spreiding van k_1 -waarden. Een zeer globale bepaling van de eigentrillingstijd van gebouwen in het algemeen kan dan ook gebeuren door substitutie van $k_1 = 0,02$ in formule (28).

Een algemene formule waarin naast de hoogte ook de diepte L van het gebouw voorkomt, is

$$T = k_2 \frac{H}{\sqrt{L}} \quad (29)$$

De afmeting L is de diepte van het gebouw in de richting van voortplanting van de blast. Slechts één van de vermelde referenties [21] beperkt de toepassing van deze formule tot gebouwen met dragende scheidingswanden. De in [19] vermelde waarden voor k_2 variëren van 0,087 tot 0,109. Een waarde van $k_2 = 0,091$ wordt genoemd als zijnde gebaseerd op een zeer groot aantal observaties. Deze waarde is ook opgenomen in de voorschriften van enige landen. Een keuze voor k_2 van 0,09 bij gebruik van formule (29) is dan ook gerechtvaardigd.

Voor gebouwen met een raamwerkstructuur kan de volgende formule toegepast worden:

$$T = 0,1 * n \quad (30)$$

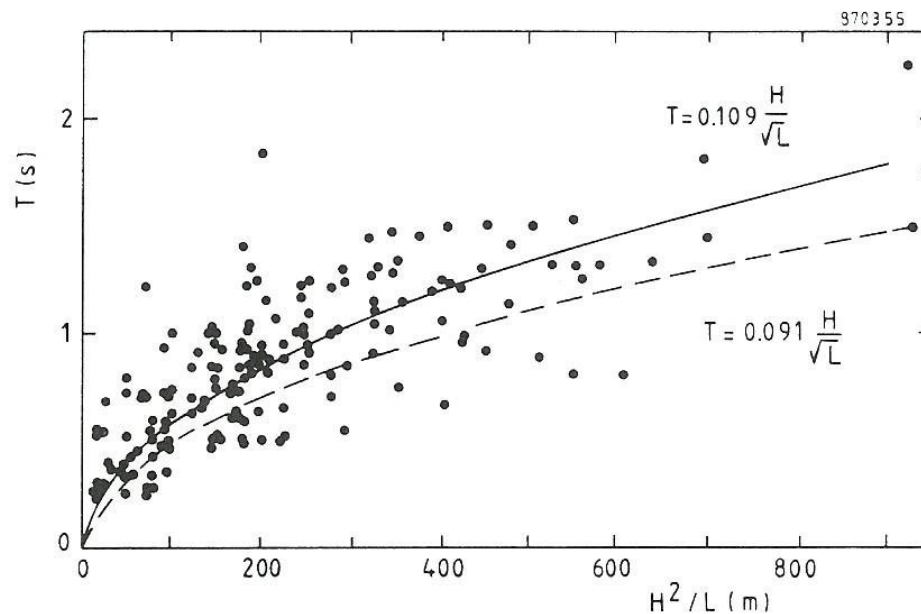
Hierin wordt T bepaald uit het aantal verdiepingen n . In referentie [21] wordt voor dit soort gebouwen nog een formule gegeven:

$$T = k_3 * H^{\frac{3}{4}}$$

Voor staalconstructies geldt $k_3 = 0,085$ en voor betonconstructies geldt $k_3 = 0,061$.

Dat de gegeven empirische formules niet meer dan een globale indruk geven van de eigentrillingstijd wordt geïllustreerd in Figuur 6-4 die overgenomen is uit [21]. De eigenfrequentie varieert van 10 Hz voor lage gebouwen tot 0,1 Hz voor zeer hoge gebouwen. De waarde van 10 Hz wordt onder meer gevonden in [22], waarin wordt gerapporteerd over frequentiemetingen aan over het algemeen houten woonhuizen van 1 tot 2 verdiepingen. Voor het 450 m hoge Empire State Building in New York is

bekend dat deze een eigenfrequentie heeft van 0,12 Hz. Een vuistgetal van 5 Hz kan worden aangehouden voor de eigenfrequentie van woonhuizen en gebouwen tot enkele verdiepingen.



Figuur 6-4 Spreiding van gemeten eigentrillingstijden (overgenomen uit [21])

6.2.2 Methode van Rayleigh

Een handzame methode om snel tot een schatting van de laagste eigenfrequentie van een constructie te komen, is de methode van Rayleigh. Deze methode gaat uit van energiebeschouwingen. Tijdens het trillen van een systeem vindt er een voortdurende uitwisseling plaats tussen kinetische en potentiële energie, respectievelijk E_k en E_p . Nu wordt er van uitgegaan dat de totale hoeveelheid energie constant blijft, dus:

$$E_k + E_p = C \tag{32}$$

Voor continue en meer-massaveersystemen dient een keuze gemaakt te worden voor de geometrische wijze van vervormen van het systeem, waarna met behulp van de energiebalans (32) voor die vervormingswijze de exacte eigenfrequentie kan worden bepaald. In bijlage II wordt de methode toegepast op het continue systeem voor een ligger en een plaat. De toepassing van de methode bij meer-massaveersystemen past niet in het kader van dit rapport. Meer informatie over de methode kan worden verkregen uit de referenties [13] en [24].

6.2.3 Bepaling van de eigenfrequentie uit de statische vervorming

In de TGB 1972 [3] wordt vermeld dat de eigenfrequentie van een constructie door wind belast, bij benadering te berekenen is met behulp van de formule:

$$f = \sqrt{\frac{0,25}{\delta}} \quad (33)$$

waarin δ de grootste uitbuiging in m van de constructie is, wanneer deze belast wordt door het eigen gewicht en rustende belasting, horizontaal werkend volgens de windrichting. Formule (33) is direct af te leiden uit de eigenfrequentie f van een lineair elastisch één-massa-veersysteem.

De kracht F_v in de veer veroorzaakt door de massa M onder invloed van de zwaartekracht is gelijk aan:

$$F_v = M * g \quad (34)$$

waarin g de versnelling ten gevolge van de zwaartekracht is. De indrukking δ van de veer bedraagt:

$$\delta = F_v * K \quad (35)$$

Gesubstitueerd in (14) en (15) levert dit:

$$f = \frac{1}{2\pi} * \sqrt{\frac{g}{\delta}} \quad (36)$$

waaruit (33) volgt.

De maximale vervorming δ kan door middel van berekening of meting worden bepaald.

Om te kunnen komen tot een nauwkeuriger bepaling van de eigenfrequentie is in bijlage II voor twee veelvuldig voorkomende constructievormen, de ligger en de plaat, met behulp van de methode van Rayleigh het verband tussen eigenfrequentie en statische doorbuiging bepaald. De resultaten zijn:

$$\text{Ligger:} \quad T = 1,76\sqrt{\delta} \quad (37)$$

$$\text{Plaat:} \quad T = 1,58\sqrt{\delta} \quad (38)$$

Zijn van een plaat of ligger de juiste waarden voor de elasticiteitsmodulus E en het traagheidsmoment I bekend dan zijn de laagste eigenfrequenties voor vrij opgelegde platen en liggers te berekenen met (conform [24]):

$$\text{Ligger:} \quad f = \frac{\pi}{2 * l^2} * \sqrt{\frac{E * I}{\rho * A_l}} \quad (39)$$

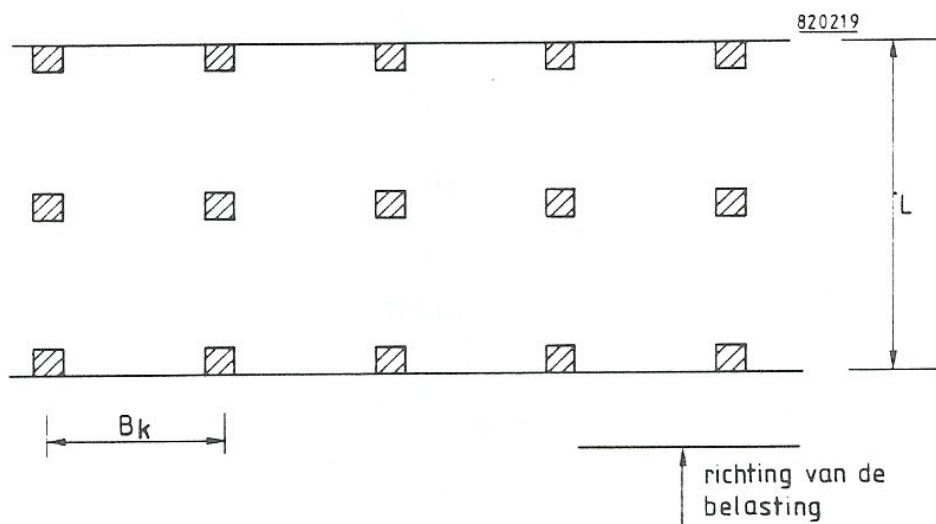
Plaat:
$$f = \frac{\pi}{2} * \left(\frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2} \right) * \sqrt{\frac{E * I}{\rho * d * (1 - \nu^2)}} \quad (40)$$

Hierin is:

E	= elasticiteitsmodulus	[Pa]
I	= traagheidsmoment	[m ⁴]
l	= de liggerlengte	[m]
A _l	= de doorsnede van de ligger	[m]
a	= lengte van de plaat	[m]
b	= breedte van de plaat	[m]
d	= dikte van de plaat	[m]
ν	= de dwarscontractiecoëfficiënt	[-]

6.2.4 Voorbeeld

De draagconstructie van hoge flatgebouwen wordt veelal gevormd door kolommen, die geplaatst zijn in de gevel en in het hart van het gebouw. De vloeren worden beschouwd als schijven die de horizontale belasting naar de kolommen overbrengen. Een dergelijke draagconstructie is in plattegrond getekend in Figuur 6-5.



Figuur 6-5 Schema van de draagconstructie.

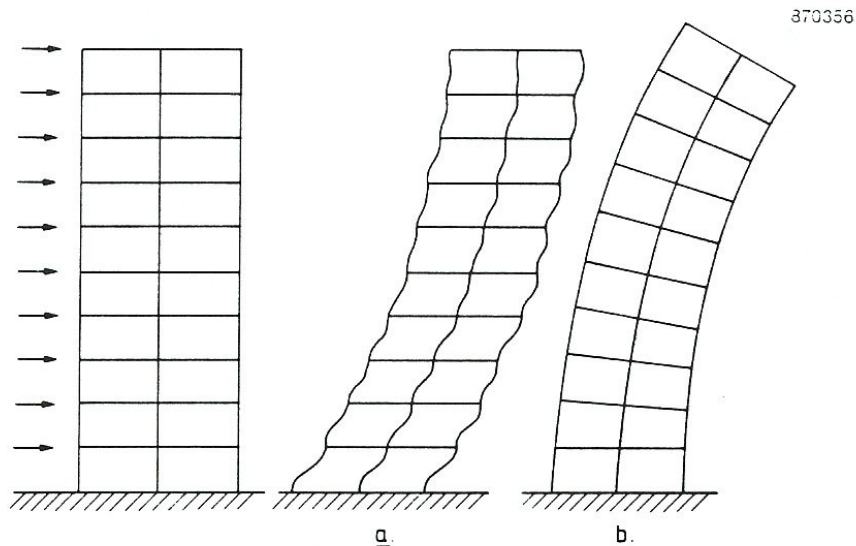
De eigentrillingstijd zal worden berekend voor een flatgebouw van 10 verdiepingen, met een hoogte van 30 m. Voor een dergelijk gebouw is de statische sterkte berekend in paragraaf 5.1.2.

Als gevolg van de horizontale belasting zal de constructie gaan uitbuigen. De vervorming bestaat uit

twee componenten:

- a) De vloeren kunnen als oneindig stijf worden beschouwd ten opzichte van de kolommen. Per verdieping buigen de kolommen uit. Het verplaatsingsbeeld dat dan ontstaat lijkt op dat van een afschuiffigger.
- b) De constructie als geheel gedraagt zich als een buigligger, waarbij de gevelkolommen op trek respectievelijk op druk worden belast. De kolommen in het hart blijven spanningsloos.

De beide componenten van de doorbuiging zijn in Figuur 6-6 weergegeven.



Figuur 6-6 Doorbuigingsvormen: a. afschuiving, b. buiging.

De maximale verplaatsing ten gevolge van het horizontaal werkende eigen gewicht dient nu te worden bepaald. Voor de verplaatsing van de afschuiffigger geldt volgens [12]:

$$\delta = \frac{p_{eg} * n^2 * h^2}{24 * E * \Sigma I_k} \quad (41)$$

Hierin is ΣI_k de sommatie van de traagheidsmomenten van de kolommen op één lijn in de beschouwde richting (in dit geval: 3).

Voor belasting van het eigen gewicht geldt:

$$p_{eg} = \rho * g * B_k * L \quad (42)$$

De verplaatsing van de buigligger is in dit geval, volgens [12]:

$$\delta = \frac{p_{eg} * n^4 * h^4}{4 * E * A_k L^2} \quad (43)$$

waarin A_k de doorsnede van één kolom voorstelt.

Voor het bepalen van de totale verplaatsing δ wordt uitgegaan van de volgende waarden:

constructiemateriaal beton:	$E = 25 \cdot 10^9$ Pa.
soortelijke massa gebouw :	$\rho = 200$ kg/m ³
gebouw met 10 verdiepingen:	$n = 10$
afmetingen	$h = 3$ m, $B_k = 4$ m, $L = 10$ m en $A_k = 0,5 * 0,5 = 0,25$ m ²
zodat	$I_k = \frac{1}{12} * 0,5^4 = 0,0052$ m ⁴ .

Deze waarden ingevuld in (41) en (43) geeft: $\delta = 0,104$ m. Met verschillende formules kan nu de eigentrillingstijd worden bepaald:

$$f = \sqrt{\frac{0,25}{0,014}} = 1,55 \quad ; \quad T = \frac{1}{1,55} = 0,64 \quad (33)$$

$$T = 0,02 * 30 = 0,6 \text{ s} \quad (28)$$

$$T = 0,1 * 10 = 1,0 \text{ s} \quad (30)$$

$$T = 0,061 * 30^{0,75} = 0,78 \text{ s} \quad (31)$$

De met de verschillende formules berekende waarden verschillen onderling in behoorlijke mate. De voorkeur gaat uit naar de met (28), (31) en (33) bepaalde waarden, zodat voor het gebouw globaal een eigentrillingstijd van 0,7 s kan worden aangenomen.

6.3 Ductiliteit

De ductiliteit van een constructie is een maat voor de hoeveelheid energie die een constructie nog op kan nemen nadat de maximaal elastische vervorming is opgetreden. Bij een elastoplastisch één-massa-veersysteem is de ductiliteit het quotiënt van de maximale vervorming en de maximale elastische vervorming. Gegevens over de ductiliteit van constructies zijn zeer beperkt.

Voor betonnen gebouwen wordt wel een waarde voor de ductiliteit van 4 aangehouden, indien deze aardbevingsbestendig dienen te zijn [31]. Onderzoek aan voorgespannen betonnen portalen [32] heeft ook waarden opgeleverd voor de ductiliteit van ongeveer 4. In dit onderzoek is de maximale verplaatsing gemeten op het moment dat de constructie een bezwijkmechanisme vormt, zodat nog reserve aanwezig is.

In referentie [18] wordt als resultaat van experimenten voor een aantal constructievormen de ductiliteit gegeven. Deze ductiliteiten zijn in tabel 5.2 overgenomen.

Tabel 6-2 Ductiliteitsfactoren (overgenomen uit [18]):

Constructie	Du
Gewapend betonnen balken	$\frac{0,1}{\omega_0 - \omega_0'}$
Stalen balken, op buiging belast	26,4
Stalen balken, op buiging en druk belast	8,1
Gelaste portalen, verticaal belast	6 - 16
Samengestelde T balk	8

Tenzij gebouwen speciaal worden ontworpen met het oog op het opnemen van grote belastingen (controlegebouwen op industriële complexen, bijv. [34]) lijkt het momenteel niet mogelijk de ductiliteit van een gebouw te bepalen. Een globale waarde van 4 kan worden aangehouden als gemiddelde waarde. Een maximale waarde van de ductiliteit zal in de orde van grootte van 10 liggen.

In het kader van het hier behandelde onderwerp zal een nauwkeurige bepaling van de ductiliteit weinig zin hebben, zie hiervoor de Figuren 4.9 en 4.10 en de vergelijkingen (21), (22) en (23).

Voor de drukasymptoot van een drukgolf is de ductiliteit niet van belang. Voor een schokgolf zal de drukasymptoot toenemen van 0,95 tot 0,97 bij een vergroting van de ductiliteit van 10 naar 15. De impulsasymptoot zal bij deze toename van de ductiliteit voor beide golfvormen toenemen van 4,36 naar 5,39.

7 Glas

Glas is een materiaal dat in constructies veelvuldig wordt toegepast. Glasscherven afkomstig van een door een explosiebelasting bezwaken ruit kunnen ernstige verwondingen met mogelijk dodelijke afloop opleveren voor mensen die erdoor worden getroffen. Van een constructie belast door explosiedruk zullen in het algemeen de ruiten eerst bezwijken. Ruitbreuk is zodoende een ondergrens voor de belasting die schade aan een constructie veroorzaakt.

Of een ruit een bepaalde explosiebelasting kan weerstaan, is te bepalen met het model uit de vorige hoofdstukken. De minimale statische sterkte wordt bepaald door de windbelasting (Figuur 6-2). De eigenfrequentie wordt bepaald met behulp van de formule (40) voor een plaat en omdat glas een zeer bros materiaal is, is de ductiliteit gelijk aan 1. Benodigde materiaalgegevens van glas zijn:

$$E_{\text{glas}} = 75 \cdot 10^9 \text{ Pa}, \rho = 2500 \text{ kg/m}^3 \text{ en } \nu = 0,25.$$

Een ondergrenswaarde die veel aangehouden wordt voor de piekoverdruk in de aankomende golf die nog ruitbreuk kan veroorzaken is 1 kPa. Aangenomen wordt dat bij 3 kPa overdruk 50% ruitbreuk zal optreden, terwijl bij 10 kPa alle ruiten gebroken zullen zijn.

De ontwikkelingen in de bouw waarbij steeds kleinere ruiten worden toegepast die veelal ook nog bestaan uit dubbelglas, zorgen ervoor dat de ruiten sterker worden. Globale waarden voor drukken waarbij ruitbreuk optreedt, zijn hoger voor woningen gebouwd na 1975. De ondergrens voor ruitbreuk wordt aangenomen bij 2 kPa en de gemiddelde waarde bij 5 kPa.

Veel onderzoek is verricht naar het gedrag van ruiten onder een schokgolfbelasting, zowel experimenteel als theoretisch [29]. Hierbij is een methode ontwikkeld om de statische sterkte van ruiten te kunnen bepalen. Deze rekenmethode zal hieronder worden weergegeven.

7.1 Methode voor sterktebepaling van ruiten

Het is reeds vermeld dat glas een zeer bros materiaal is. De geringste afwijking in het materiaal leidt tot spanningsconcentraties die op hun beurt zwakke plekken veroorzaken waar het materiaal zou kunnen bezwijken. De aanwezigheid van krassen op het glasoppervlak is belangrijk in dit opzicht.

Uit theorie en uit experimenten is bekend dat de hoogste spanning in de ruit zich voordoet in het midden of in de hoeken van de ruit. Door middel van een theoretische benadering kan worden voorspeld bij welke druk de theoretische faalsterkte f_t bereikt wordt in het materiaal.

In het midden van de ruit bedraagt deze druk:

$$q_{\text{midden}} = \frac{f_t}{6\pi^2 * \alpha * \left(\frac{a}{d}\right)^2 * \left(1 + \nu \left(\frac{a}{b}\right)^2\right)} \quad (44)$$

Voor de hoeken van de ruit geldt:

$$q_{hoek} = \frac{f_t}{6\pi^2 * \alpha * \left(\frac{a^3}{d^2 * b}\right) * (1 - \nu)} \quad (45)$$

waarin:

- a = kleinste dimensie van het raam
- b = grootste dimensie van het raam
- d = dikte van het raam

De factor α wordt gedefinieerd als:

$$\alpha = \frac{16}{\pi^6 * \left(1 + \left(\frac{a}{b}\right)^2\right)^2} \quad (46)$$

Bij grote doorbuigingen wordt de spanning op het midden van het raam verminderd door membraanefecten. Wanneer de doorbuiging groter is dan de zogenaamde kritische doorbuiging, dan zal de spanning in de hoeken de faalsterkte bepalen. De faaldruk is dan te bepalen met formule 47. De kritische doorbuiging kan geschat worden met:

$$\delta_{kr} = 6 \left(\frac{b}{a}\right)^{\frac{3}{2}} * d \quad (47)$$

De doorbuiging zelf kan als volgt worden berekend:

$$\delta(q) = \frac{\alpha * q * a^4}{D} \quad (48)$$

waarin D de buigstijfheid is van de ruit:

$$D = \frac{E_{glas} * d^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (49)$$

Het membraanefect bouwt zich geleidelijk op naarmate de doorbuiging toeneemt van nul naar de kritische doorbuiging. Dit beïnvloedt de spanning in het midden van de ruit. Om dit in rekening te brengen, wordt de faaldruk, wanneer de doorbuiging tussen nul en de kritische doorbuiging ligt, berekend door het interpoleren van q_{midden} en q_{hoek} . Dit geeft:

$$\text{voor } \delta(q_{midden}) \geq \delta_{kr}: \quad q = q_{hoek} \quad (50a)$$

$$\text{anders:} \quad q = q_{midden} + \frac{\delta(q_{midden})}{\delta_{kr}} * (q_{hoek} - q_{midden}) \quad (50b)$$

De enige parameter die nu nog nodig is, is de theoretische faalsterkte f_t . Deze faalsterkte is afgeleid uit explosietesten die zijn gedaan op 137 raamtypen. Daaruit bleek dat de theoretische faalsterkte een standaard verdeling heeft met een 20% standaard afwijking.

$$f_t = C_8 * \left(\frac{d}{C_7}\right)^{-0,32} * \left(\frac{b}{a}\right)^{0,47} \quad (51)$$

waarin

$$C_7 = 1 \text{ m}$$

$$C_8 = 14,9 \text{ MPa}$$

De statische faalbelasting P_{st} kan worden bepaald met deze formules, voor enkel glas.

Voor dubbel glas zal de belasting verdeeld worden over de twee glasplaten, proportioneel aan hun stijfheid. Echter voor dubbel glas met een gelijke ruitdikte neemt de faalbelasting slechts toe met een factor 1,4. Dit wordt waarschijnlijk veroorzaakt door de grote spreiding in de faalsterkte. De faaldruk voor dubbelglas kan worden berekend door de P_{st} uit te rekenen voor de dikste glasplaat en dit te vermenigvuldigen met een factor gelijk aan:

$$\frac{d_1^3 + d_2^3}{d_1^3}, \text{ met een maximum van } 1,4 \quad (52)$$

waarin d_1 de dikte is van de dikste ruit en d_2 die van de dunste.

7.2 Voorbeelden

Ter illustratie van de berekening van de statische faalbelasting, zoals beschreven in de voorgaande paragraaf, is hier een rekenvoorbeeld gegeven.

De gemiddelde statische faalbelasting wordt bepaald voor een raam van 1,5 m bij 0,95 m met een dikte van 5 mm.

De theoretische faalsterkte is volgens (51) gelijk aan:

$$f_t = 14,9 * \left(\frac{5 * 10^{-3}}{1}\right)^{-0,32} * \left(\frac{1,5}{0,95}\right)^{0,47} = 100,6 \text{ MPa}$$

De kritische doorbuiging is volgens formule (47):

$$\delta_{kr} = 6 \left(\frac{1,5}{0,95}\right)^{\frac{3}{2}} * 5 * 10^{-3} = 59,5 * 10^{-3} \text{ m}$$

De druk waarbij de theoretische faalsterkte in het midden van de ruit wordt bereikt is conform (44) gelijk aan:

$$q_{midden} = \frac{100,6}{6\pi^2 * 0,008 * \left(\frac{0,95}{5 * 10^{-3}}\right)^2 * \left(1 + 0,25 \left(\frac{0,95}{1,5}\right)^2\right)} = 5,0 \text{ kPa}$$

Conform (45) geldt voor de hoeken:

$$q_{hoek} = \frac{100,6}{6\pi^2 * 0,008 * \left(\frac{0,95^3}{(5 * 10^{-3})^2 * 1,5}\right) * (1 - 0,25)} = 11,7 \text{ kPa}$$

De doorbuiging bij druk q_{midden} is volgens (48):

$$\delta(q_{midden}) = \frac{0,008 * 5,0 * 0,95^4}{833} = 41,8 * 10^{-3} \text{ m}$$

Deze is kleiner dan de kritische doorbuiging. Hierdoor is de statische faalbelasting (50):

$$P_{st} = 5,0 + \frac{41,8 * 10^{-3}}{59,5 * 10^{-3}} * (11,7 - 5,0) = 9,7 \text{ kPa}$$

Op dezelfde manier kan voor een raam met de dikte van 6 mm een statische faalbelasting van 11,0 kPa gevonden worden.

8 Fragmenten en brokstukken

8.1 Inleiding

Fragmenten en brokstukken zijn objecten die worden versneld (weggeblazen) door de kracht van een explosie. De term fragmenten wordt meestal gebruikt voor kleine stukken van de omhulling die explodeert. De term brokstukken wordt gebruikt voor de grote objecten die versneld worden door de schokgolf, bijvoorbeeld bakstenen van het gebouw waarin de explosie plaatsvindt. In dit hoofdstuk zal de meer algemene benaming van 'projectiel' worden gebruikt, waarmee een vliegend of vallend object wordt bedoeld.

Projectielen gegenereerd door industriële explosies kunnen snelheden bereiken van 300 m/s of een gewicht hebben van 1000 kg. Het is duidelijk dat ze het potentieel hebben zeer schadelijk te zijn. In het algemeen wordt het risico van projectielen bepaald door het aantal projectielen dat op de locatie kan vallen of er doorheen kan vliegen en hun gevaarspotentieel. De gevaarspotentieel van projectielen (ofwel: hun vermogen om schade aan te richten) wordt bepaald door hun massa en snelheid. In hoofdstuk 7.5.3 van het Gele Boek [53] worden methoden gegeven waarmee deze parameters kunnen worden geschat voor exploderende vaten. Het onderhavige hoofdstuk geeft methoden voor het voorspellen van de schade die een projectiel geeft wanneer het een constructie raakt.

Eén van de ernstigste effecten van een projectiel impact is het vrijkomen van de inhoud van een installatie welke wordt geperforeerd. Als gevolg hiervan zijn de gegeven methoden gericht op het voorspellen van de kans op perforatie. En aangezien de meeste constructies op industriële inrichtingen van plaatstaal of gewapend beton zijn, zijn de methoden toegespitst op deze twee constructiematerialen.

8.2 Methoden voor het berekenen van de schade en kans op sterfte door projectielen

De volgende stappen zijn nodig voor het bepalen van het risico van projectielen met een analytische methode.

1. Bepaal gewichtsverdeling van de projectielen.
2. Bepaal de beginsnelheid van de projectielen.
3. Bepaal de ballistische eigenschappen van de projectielen en voer een trajectanalyse uit.
4. Bepaal de dichtheid van de projectielen op een bepaald punt.
5. Bepaal de trefkans.
6. Bepaal het letsel of de schade.

In het Gele Boek [53], hoofdstuk 7.5.3, zijn methoden gegeven waarmee de eerste drie stappen kunnen worden uitgevoerd. Voor de stappen 4 t/m 6 wordt hieronder de te volgen werkwijze beschreven.

4. Bepaal de dichtheid van de projectielen op een bepaald punt.

Voor een complete analyse moeten de distributie, beginsnelheid en de lanceringshoek van de projectielen bekend zijn. Voor industriële explosies is meestal echter alleen een ruwe schatting mogelijk van het aantal projectielen en de afstand die zij kunnen afleggen. In dat geval kan een schatting voor de dichtheid van de projectielen gevonden worden met:

$$q_t = \frac{n_f}{\pi R_f^2} \quad \text{voor } r_t \leq R_f \quad (53)$$

hierin is:

n_f	: aantal projectielen (zie het Gele Boek [53], hoofdstuk 7.5.3)	[-]
r_t	: afstand vanaf het centrum van de explosie	[m]
q_t	: dichtheid van de projectielen op punt r_t	[1/m ²]
R_f	: maximale vliegafstand van de projectielen (Gele Boek [53], hoofdstuk 7.5.3)	[m]

5. Bepaal de trefkans

De kans dat een projectiel een object of een persoon raakt, kan worden berekend. Het verwachte aantal treffers op een rechthoekig object, n_t , en de trefkans, p_{tref} , zijn:

$$n_t = q_t * (l_t * b_t + h_t * b_t * \cot(\varphi)) \quad (54)$$

$$p_{tref} = 1 - e^{-n_t} \quad (55)$$

Hierin is:

h_t	: hoogte van het doel	[m]
l_t	: lengte van het doel	[m]
p_{tref}	: kans dat een object of persoon geraakt wordt door een projectiel	[-]
n_t	: verwachte aantal treffers op een object	[-]
b_t	: breedte van het doel (richting is loodrecht op de baan van het projectiel)	[m]
φ	: gemiddelde impacthoek (90° voor een verticaal vallend projectiel)	[-]

Voor een persoon kunnen de volgende waarden worden gebruikt: voor de romp en het hoofd: $l = 0,22$ m; $w = 0,4$ m; $h = 1,3$ m. Wanneer de impacthoek niet bekend is, kan het beste 45° aangehouden worden als conservatieve schatting.

6. Bepaal de verwondingen of de schade

Voor het bepalen van de verwondingen van mensen kunnen de methoden die gegeven zijn in Deel 2A, hoofdstuk 4 gebruikt worden.

In Figuur 8-1 zijn voor betonnen en stalen doelen inslagen van projectielen met hoge impuls schematisch weergegeven. Bij een lage impactsnelheid op betonnen constructies zal het projectiel het doel raken en afketsen zonder dat het lokale schade veroorzaakt. Wanneer de snelheid toeneemt,

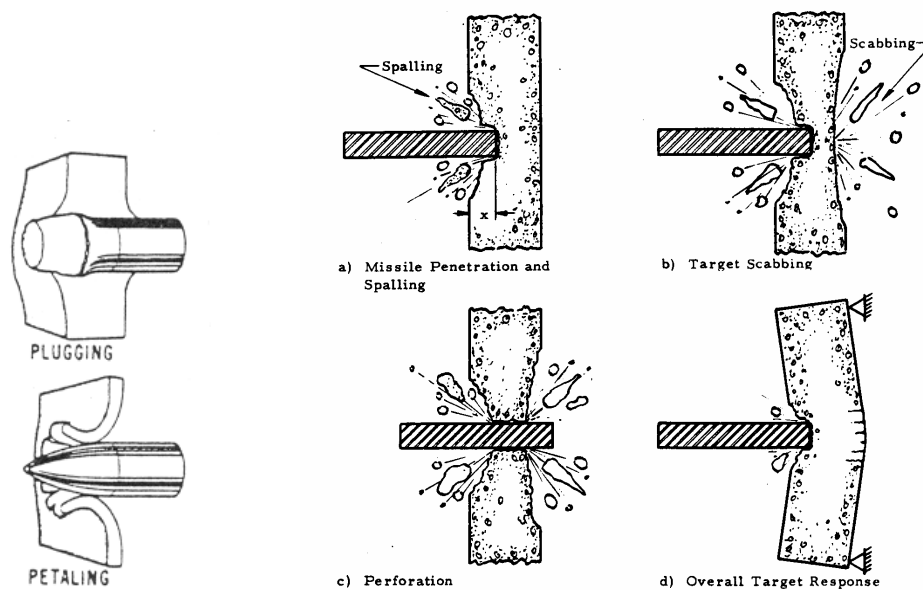
zullen er stukken beton van de voorkant van het doel losraken en wegschieten. Neemt de snelheid verder toe dan zal het projectiel dieper penetreren dan de door losgeraakte deeltjes ontstane krater. Verdere toename van de snelheid resulteert in het breken van het beton aan de achterkant gevolgd door versplinteren en wegschieten van het afgebroken beton. De losgeschoten stukken beton kunnen groot zijn en een aanzienlijke snelheid bereiken. Nog hogere (projectiel)snelheden leiden tot de perforatie van het beton.

Voor stalen doelen zijn de faalscenario's meestal "plugging" en "petaling" (zie Figuur 8-1), waarbij bijna geen losgeslagen deeltjes ontstaan.

Wanneer het projectiel tot stoppen wordt gebracht, moet het doel een deel van de kinetische energie van het projectiel opnemen. Dit zorgt voor de deformatie van het getroffen object.

Goed ontwerp van barrières bestaat uit:

- het voorkomen van overmatige lokale schade;
- het voorkomen van het instorten van de barrière door algehele deformatie van het object



Figuur 8-1 schematische weergave van impact gebeurtenissen van 'harde' projectiel-inslagen op betonnen en stalen doelen

Voor het bepalen van de lokale schade veroorzaakt door massief stalen projectielen op betonnen of stalen platen kunnen de relaties worden gebruikt die in de hierop volgende paragrafen zijn gegeven.

Er bestaan geen simpele en algemene vergelijkingen voor het vervormen van projectielen. Wel zijn er enkele vergelijkingen voor specifieke type projectielen, zoals pijpen en houten telegraafpalen. De informatie hierover is te vinden in Brown [43], Kennedy [44], Adeli en Amin [41] en in Sliter [45]. Het gebruik van de gegeven formules bij gemakkelijk vervormbare (deformatie) objecten (auto's, vliegtuigframes) of wanneer het doel zeer flexibel is (panelen waarbij breedte zeer groot is ten opzichte van diepte) resulteert in een extreem conservatieve schatting van de benodigde dikte voor de preventie van perforatie en/of wegschieten van projectielen. Ramler en Van Breugel [55] geven enkele methoden voor het oplossen van dit probleem.

8.3 Relaties voor penetratie van beton

Adeli en Amin [41] geven formules voor het bepalen of een niet vervormbaar projectiel een betonnen blok perforereert of dat het stukken van de achterkant loslaat ('scabbing'). De benodigde dikte d_p van de betonnen plaat om perforatie door inslag van een projectiel te voorkomen, is:

$$\frac{d_p}{D} = 0,906 + 0,3214 * N * V^2 - 0,0106(N * V^2)^2 \quad (56)$$

met:

$$V = \sqrt{\frac{M_f * V_s^2}{D^3 * f_c}} \quad (57)$$

Hierin is:

D	: de diameter van het projectiel	[m]
f_c	: compressiesterkte van het beton	[Pa]
M_f	: massa van het projectiel	[kg]
N	: neusvorm-factor van het projectiel	[-]
	platte neus	: 0,72
	stompe neus	: 0,84
	ronde neus	: 1,00
	scherpe neus	: 1,14
V_s	: raaksnelheid van het projectiel	[m/s]

Het projectiel zal de betonnen plaat perforeren als de plaatdikte d minder is dan d_p .

De benodigde dikte d_s van de betonnen plaat die nodig is om het afbrokkelen van het beton aan de achterzijde te voorkomen, is:

$$\frac{d_s}{D} = 1,8685 + 0,4035N * V^2 - 0,0114(N * V^2)^2 \quad (58)$$

De vergelijkingen 56 en 58 gelden alleen voor $0,3 \leq N * V^2 \leq 21$

LET OP: extrapolatie naar hogere waarden geeft onzinnige resultaten!

Adeli en Amin hebben de formules afgeleid van testdata binnen de grenzen:

$$27 \text{ m/s} \leq V_s \leq 311 \text{ m/s}$$

$$0,1 \text{ kg} \leq M \leq 343 \text{ kg}$$

$$0,7 \leq d/D \leq 18$$

$$20 * 10^{-3} \text{ m} \leq D \leq 305 * 10^{-3} \text{ m}$$

De formules zijn gericht op het veilig ontwerpen van barrières en zijn daarom conservatief. Ze zijn echter niet te conservatief. Slechts in 25% van de gevallen wordt voorspeld dat perforatie optreedt

terwijl dit niet het geval is (dat wil zeggen dat in de tests geen perforatie optrad). Voor het losraken van brokstukken aan de achterkant was dit percentage slechts 18%.

In de gevallen dat de limieten van de Adeli en Amin formules worden overschreden, kan de gemodificeerde NDRC formule (Kennedy, [44]) worden toegepast. Deze formule wordt geschreven als:

$$X = 2\sqrt{C_1 * N * V^{1,8}} \quad \text{als } N*V^{1,8} \leq 1/C_1 \quad (59a)$$

$$X = 1 + C_1 * N * V^{1,8} \quad \text{als } N*V^{1,8} > 1/C_1 \quad (59b)$$

met de dimensieloze factor:

$$C_1 = C_2 * \left(\frac{M_f}{D} \right)^{0,1} * f_c^{0,4} \quad (60)$$

Hierin zijn de variabelen hetzelfde als in de vorige formules met de toevoeging van:

$$\begin{array}{ll} C_2 & : \text{constante} \quad 3,8 * 10^{-5} \text{ [m}^{0,1} * \text{kg}^{-0,1} * \text{Pa}^{-0,4}] \\ X & : \text{dimensieloze penetratie diepte (x/D) \quad [-]} \end{array}$$

Elk eenhedensysteem kan gebruikt worden bij de bovenstaande formules (en de hierop volgende). Echter, om fouten te voorkomen is het beter om alles op basis van SI eenheden uit te rekenen.

De plaatdikte die nodig is om perforatie te voorkomen, bedraagt:

$$\frac{d_p}{D} = 3,19X - 0,718X^2 \quad \text{als } (X < 1,35 \text{ en } d/D < 3) \quad (61a)$$

$$\frac{d_p}{D} = 1,32 + 1,24X \quad \text{als } 1,35 \leq X \leq 13,5 \quad (61b)$$

Hierin is:

$$d \quad : \text{de dikte van de betonnen plaat} \quad [\text{m}]$$

De benodigde dikte voor het voorkomen van het losraken van beton aan de achterzijde ('scabbing') is:

$$\frac{d_s}{D} = 7,91X - 5,06X^2 \quad \text{als } (X < 0,65 \text{ en } d/D < 3) \quad (62a)$$

$$\frac{d_s}{D} = 2,12 + 1,36X \quad \text{als } 0,65 \leq X \leq 13,5 \quad (62b)$$

De gemodificeerde NDRC formules zijn ook afgeleid voor niet-vervormbare projectielen. De grenzen van deze formules zijn niet precies bekend. Hoewel de formules zijn afgeleid van een beperkte hoeveelheid testdata (van militaire projectielen) geven ze toch redelijke resultaten voorbij de grenzen van de testdata.

8.4 Relaties voor penetratie van staal

De THOR vergelijking, die hieronder is gegeven, kan worden gebruikt bij het voorspellen of een massief stalen projectiel een stalen plaat perforereert (BAL, [42]). Het projectiel zal de plaat perforeren als de plaatdikte d minder is dan d_p .

$$d_p = C_3 * (\cos(\varphi))^{1,420} * \frac{M_f^{1,063} * V_s^{1,103}}{A_f} \quad (63)$$

Hierin is:

A_f	: blootgestelde oppervlak van het projectiel gedurende de impact	[m ²]
C_3	: constante (1,091*10 ⁻⁷ kg ^{-1,063} * m ^{1,897} * s ^{1,103})	[-]
M_f	: massa van het projectiel	[kg]
d_p	: benodigde plaatdikte om perforatie te voorkomen	[m]
V_s	: impactsnelheid van het projectiel	[m/s]
φ	: impacthoek (0° voor een loodrechte impact)	[-]

Wanneer de impacthoek niet bekend is, wordt een loodrechte impact aangehouden.

Wanneer het blootgestelde oppervlak van het projectiel niet bekend is dan kan vergelijking (64) worden gebruikt. Deze formule geeft het blootgestelde oppervlak van een 'standaard' fragment van een bom [46].

$$A_f = \frac{\pi}{4} * \left(\frac{M_f}{0,645 \rho_{staal}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (64)$$

Hierin is:

ρ_{staal}	: de dichtheid van staal	7800 [kg/m ³]
----------------	--------------------------	---------------------------

Vergelijking (63) is afgeleid voor bomfragmenten, oftewel relatief lichte en snelle projectielen. Het is onbekend hoe nauwkeurig deze formule is voor het berekenen van de perforatie door zware projectielen.

9 Schadecriteria

In de vorige hoofdstukken is een methode beschreven met behulp waarvan op globale wijze een indruk wordt verkregen van de dynamische belasting die constructies op kunnen nemen. Bij het gebruik van deze methode zijn enige kanttekeningen te plaatsen die het globale karakter ervan benadrukken.

De schematisering van een constructie tot een één-massa-veersysteem en de bepaling van de statische sterkte, ductiliteit en eigenfrequentie zullen er toe leiden dat een bepaling van de dynamische sterkte op deze wijze afwijkingen van de werkelijke waarden op kunnen leveren.

Een andere manier om de sterkte van constructies te bepalen kan plaatsvinden op een empirische wijze. Uit de literatuur zijn vuistregels bekend voor piekoverdrukken die een bepaalde schade tot gevolg hebben. Bezwaar tegen deze vuistregels is dat bijbehorende omschrijvingen voor wat betreft de type constructies en de optredende schadeniveaus in zeer algemene termen gesteld zijn. Verder worden alleen piekdrukken gegeven terwijl uit vorige hoofdstukken is gebleken dat ook de impuls van belang is.

9.1 Empirische data

Empirische data over de schade veroorzaakt door een explosie geven doorgaans de piekoverdruk van een schokgolf, of soms de dynamische piekdruk. De aard van belasting en de reactie hierop zijn zeer complex, hierdoor zijn deze empirische data alleen toepasbaar op gemiddelde situaties. Empirische schade gegevens voor 37 typen structuren/constructies zijn in Figuur 9-1 in combinatie met Tabel 9-2 gegeven. In Figuur 9-2 zijn gegevens voor opslagtanks opgenomen. De schade wordt geclassificeerd in drie categorieën: lichte, matige en ernstige/zware schade.

De schadeniveaus kunnen als volgt omschreven worden.

Ernstige/zware schade

Een schade van een zodanige omvang dat verder gebruik van de constructie uitgesloten wordt tenzij het compleet gerestaureerd wordt. Bij zware schade is een aantal dragende elementen bezweken en is de constructie gedeeltelijk ingestort. Niet bezweken muren zijn zwaar beschadigd en gescheurd. Over het algemeen zullen de restanten gesloopt moeten worden. Daarom wordt voor een gebouw met ernstige schade meestal instorten bedoeld.

Matige schade

Een zodanige schade aan belangrijke onderdelen van een constructie of object dat normaal gebruik verhinderd wordt tenzij er grote reparaties worden verricht. Bij matige schade zal het gebouw weliswaar nog te gebruiken zijn, de muren zullen echter zwaar gescheurd en onbetrouwbaar zijn, de draagconstructie is beschadigd en ontzet, binnenmuren zijn beschadigd evenals muur- en dakbedekking.

Lichte schade

Een hoeveelheid schade aan gebouwen die ervoor resulteert in gebroken ramen, lichte dak- en muurschade, omgeblazen meubilair in het gebouw, en licht scheuren in de muurbedekking. Kleine reparaties zijn voldoende om de constructie of het object weer normaal te gebruiken.

Het grootste deel van deze data is afgeleid uit Glasstone en Dolan [48] door EAI [47]. Data van constructies 1, 2 en 29 komen uit Stephens [9] en constructies 14,15 en 28 komen uit Mercx [49]. Specifieke beschrijving van de schade aan de individuele constructies is te vinden in werken van deze auteurs.

Bijna alle data zijn afgeleid van grote nucleaire explosies of andere explosies met een zeer lange duur. Het gevolg hiervan is dat de data gezien kunnen worden als druklimieten. Het zal conservatieve schattingen geven voor de hoeveelheid schade bij een kortdurende explosie, al zal de mate van conservatisme variëren naar gelang het type constructie. Stalen golfplaten reageren bijvoorbeeld zeer snel (binnen 5 ms) dus er is geen conservatisme bij dit type constructie. Dynamische drukgevoelige constructies reageren vaak zeer langzaam, hierdoor is de schatting voor de schade voor dit type constructies over het algemeen zeer conservatief.

Uit de voorgaande hoofdstukken is duidelijk geworden dat de op een constructie uitgeoefende druk over het algemeen niet gelijk is aan de piekoverdruk in de aankomende schokgolf, maar afhangt van het optreden van reflecties. Om een indruk te krijgen van de schade als functie van de afstand tot een explosie wordt een indeling aangehouden van 4 gebieden (9), (Tabel 8.1).

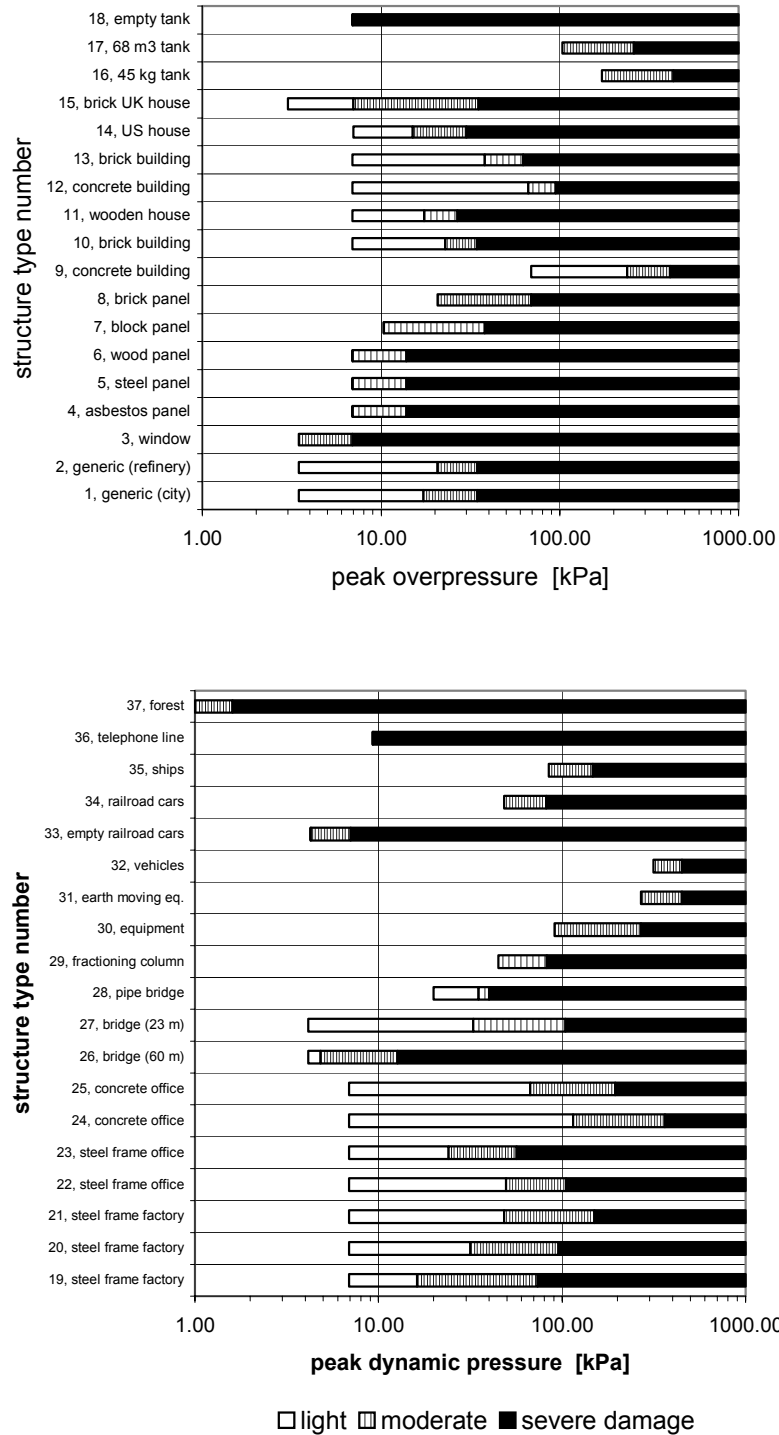
Tabel 9-1 Schadeniveaus.

Zone	Niveaus	[Psi]	[kPa]
A	totale destructie	> 12	> 83
B	zware schade	> 5	> 35
C	matige schade	> 2,5	> 17
D	lichte schade	> 0,5	> 3,5

De in de tabel vermelde waarden zijn piekoverdrukken P_s in de aankomende golf.

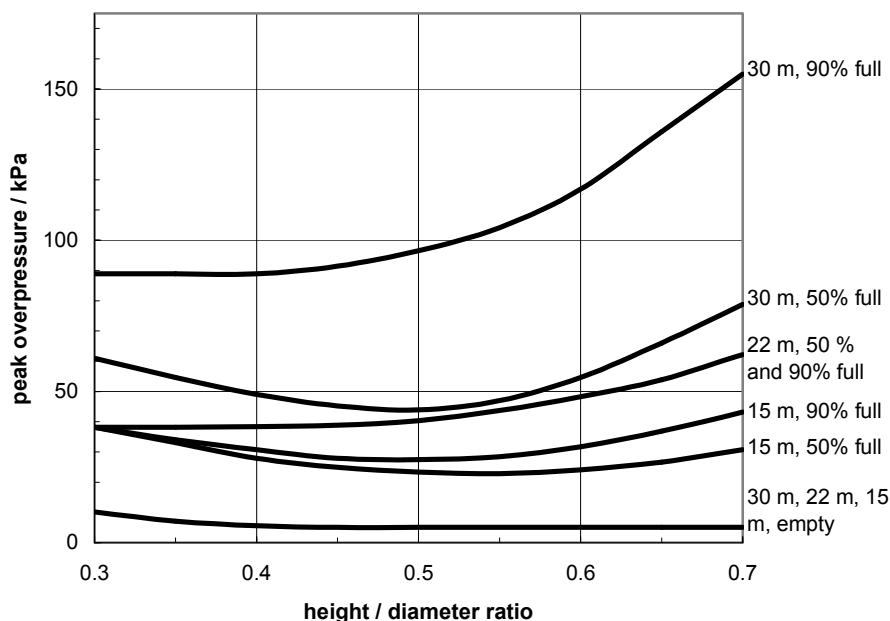
Tabel 9-2 Beschrijving van de constructies in Figuur 9-1

Type	Description of structure
1	city
2	refinery
3	glass windows, large and small
4	corrugated asbestos siding
5	corrugated steel or aluminum panelling
6	wood siding panels, standard house construction
7	concrete or cinder-block wall panels, 8" or 12" thick (not reinforced)
8	brick wall panel, 8" or 12" thick (not reinforced)
9	blast-resistant reinforced concrete windowless building
10	multi-storey wall-bearing building, brick apartment house type, up to three storeys
11	wood-frame house
12	multi-storey reinforced concrete building with concrete walls, small window area, three to eight storeys
13	multi-storey wall-bearing building, monumental type, up to four storeys
14	typical American-style house
15	typical brick-built English house
16	45 kg LPG tank
17	68000-litre LPG bulk gas plant
18	floating- or conical roof tanks, empty
19	light steel frame industrial building, single storey, with up to 5-ton crane capacity, low strength walls which fail quickly
20	heavy steel frame industrial building, single storey, with 25- to 50-ton crane capacity, lightweight low strength walls which fail quickly
21	heavy steel frame industrial building, single storey, with 60- to 100-ton crane capacity, lightweight low strength walls which fail quickly
22	multi-storey steel frame office-type building, 3 to 10 storeys. Lightweight low strength walls which fail quickly, earthquake-resistant design
23	multi-storey steel frame office-type building, 3 to 10 storeys. Lightweight low strength walls which fail quickly, non-earthquake-resistant design
24	multi-storey reinforced concrete-frame office-type building, 3 to 10 storeys. Lightweight low strength walls which fail quickly, earthquake-resistant construction.
25	multi-storey reinforced concrete-frame office-type building, 3 to 10 storeys. Lightweight low strength walls which fail quickly, non-earthquake-resistant construction.
26	railroad girder bridges, single track deck or through, open floors, span 200 ft (60 m)
27	railroad girder bridges, single track deck or through, open floors, span 75 ft (23 m)
28	pipe bridge
29	fractioning column
30	truck-mounted engineering equipment (unprotected)
31	earth-moving engineering equipment (unprotected)
32	transportation vehicles
33	unloaded railroad cars
34	loaded boxcars, flatcars, full tank cars, and gondola cars (side-on orientation)
35	merchant shipping
36	telephone lines (transverse)
37	average deciduous forest stand



Figuur 9-1 Schade aan structuren/constructies

- a) drukgevoelige constructies
 - b) constructies gevoelig voor dynamische druk (wind)
- De omschrijving van het type constructie is gegeven in Tabel 9-2.



Figuur 9-2 Relaties voor schade aan opslagtanks. Deze zijn afgeleid voor zware explosies, dus dezelfde opmerkingen als bij Figuur 9-1 gelden hier ook.

Tabel 9-3 Gehanteerde effectcriteria voor overdruk volgens [54]

Equipment type	Criterium falen, overdruk [bar]	
	catastrofaal	gedeeltelijk
Drukvat	0,48	0,38
Atmosferisch vat (vast dak)	0,21	0,07
Atmosferisch vat (drijvend dak)	0,45	0,45
Leidingen	0,4	0,24
Gebouw	0,07	0,01
Control Building	Afhankelijk van ontwerp	Afhankelijk van ontwerp

Voor schade aan woningen is ook informatie beschikbaar voor kortdurende explosies. Jarret [25] analyseerde een grote hoeveelheid schadegegevens over schade aan woningen. De meeste gegevens waren afkomstig van de bombardementen van Londen in de tweede wereldoorlog. Gilbert, Lees en Scilly [40] hebben Jarret's analyse herzien. Zij geven de straal van de gemiddelde schade cirkel als functie van de massa van de explosieven. Vergelijking (65) geeft deze functie weer in een licht gewijzigde vorm.

$$R(M_{ex}) = \frac{RB * C_4 * M_{ex}^{1/3}}{\left(1 + \left(\frac{M_0}{M_{ex}}\right)^2\right)^{1/6}} \quad (65)$$

waarin:

- R = straal van de cirkel waarbinnen 50% kans is op het schadeniveau zoals gedefinieerd in Tabel 9-4 [m]
- M_{ex} = de equivalente massa aan explosieven (oftewel de massa zuivere TNT die dezelfde explosieoverdruk geeft als dit op het grondoppervlak tot ontploffing wordt gebracht) [kg TNT]
- RB = factor voor schade categorie overeenkomstig Tabel 9-4 [-]
- C₄ = constante: 7,1 [m/(kg TNT)^{1/3}]
- M₀ = constante 3175 [kg TNT]

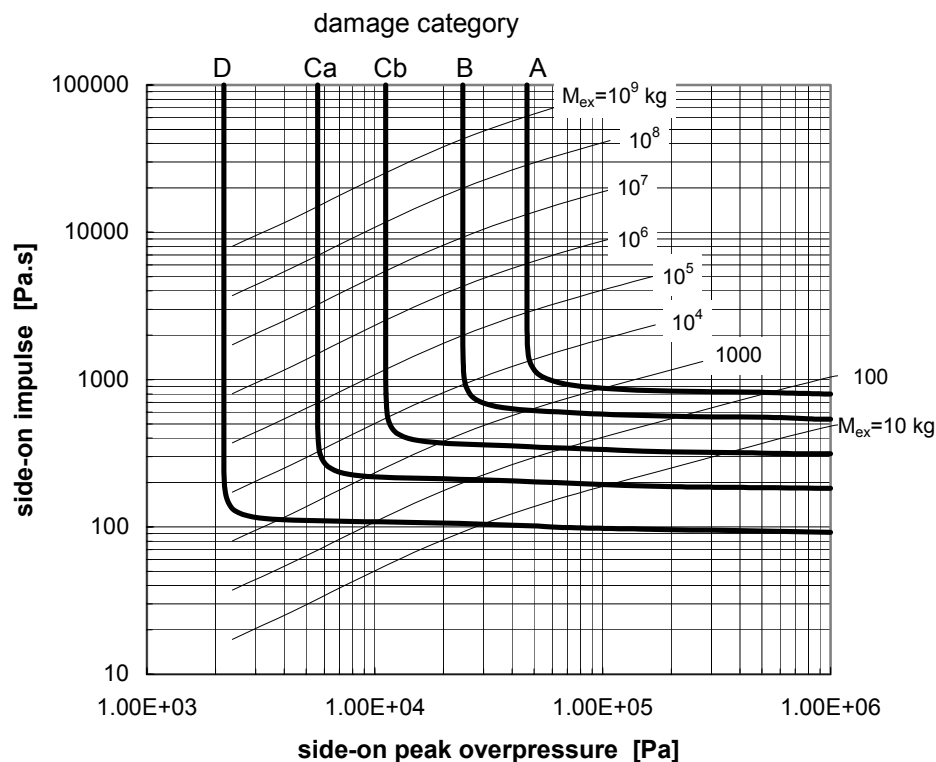
Dit werk is voornamelijk gebaseerd op de luchtbombardementen tijdens de tweede wereldoorlog. De criteria hebben dus betrekking op woningen uit de betreffende periode: bakstenen woningen in de stijl van 1900-1940 met enkele muren, houten vloer en dak en een hoogte van twee tot vier verdiepingen.

Tabel 9-4 Schadecategorieën voor huizen en RB ratio (verhouding tussen schade radius en schade radius voor schadecategorie B)

Categorie	Rb ratio	Beschrijving
A	0,675	Huizen volledig verwoest; meer dan 75% van het metselwerk van de buitenmuren ingestort.
B	1,00	Huizen met dermate grote schade dat ze niet meer hersteld kunnen worden en gesloopt moeten worden als de mogelijkheid hiertoe zich voordoet. Beschadigde huizen vallen in deze categorie indien 50% tot 75% van het metselwerk van de buitenmuren is verwoest of, als de verwoesting minder ernstig is, indien de overgebleven muren grote scheuren hebben die tonen dat ze onveilig zijn.
Cb	1,74	Huizen die door ernstige schade onbewoonbaar zijn en uitgebreid herstel behoeven. Voorbeelden van dergelijke schade zijn: gedeeltelijke of totale instorting van dakconstructies, gedeeltelijke verwoesting van één of twee buitenmuren tot 25% van het totaal en ernstige schade aan dragende delen die sloop en vervanging ervan noodzakelijk maken.
Ca	3,0	Huizen die onbewoonbaar zijn, maar redelijk snel hersteld kunnen worden. De schade is hierbij beperkt tot lichte schade aan constructies en losgeschoten delen.
D	6,0	Huizen die bewoonbaar blijven maar herstel behoeven om ernstige ongemakken te verhelpen. Bijvoorbeeld: schade aan plafonds en dakpannen, latten, dakbedekking, lichte fragmentatie effecten op muren en ruiten. Indien de enige schade bestaat uit gebroken glas in minder dan 10% van de ramen, wordt het schadegeval niet tot deze categorie gerekend.

Aangezien de parameters van de schokgolf, piekoverdruk en positieve fase duur of impuls, op een bepaalde afstand worden bepaald door de hoeveelheid explosieven, is het mogelijk om een verband te leggen tussen deze blast-parameters en het schadeniveau. Figuur 9-3 geeft de resulterende druk-impuls diagram. De figuur geeft vijf iso-schadelijnen, die corresponderen met 50% kans op de schadecategorie die is gegeven in Tabel 9-4.

Referentie [7] geeft de mogelijkheid tot het controleren van de resultaten die gegeven zijn in Figuur 9-3. Er staan tests beschreven in deze referentie waarbij huizen, met een 1:1 schaal, werden blootgesteld aan explosies. Voor vier typen huizen is bepaald wat het schadeniveau was voor een bepaalde druk of impuls. De schade is uitgedrukt in een percentage van de constructiekosten. De resultaten zijn goed te vergelijken met de resultaten die gegeven zijn in Figuur 9-3. De bijbehorende data is te vinden in Bijlage III.



Figuur 9-3 P-I diagram voor schade aan woningen.

Van toepassing op huizen gebouwd in de periode 1940-1940, met enkele muren, houten vloer en dak, van 2 tot 4 verdiepingen hoog.

De curven komen overeen met een kans van 50% op het bijbehorende schadeniveau. Deze schadeniveaus zijn beschreven in Tabel 9-4.

In Tabel 9-5 wordt een overzicht gegeven van in de literatuur gevonden drukniveaus en bijbehorende schade, zoals die zijn geconstateerd tijdens experimenten en accidentele explosies.

Tabel 9-5 Schade aan constructies.

Schadebeschrijving	P_s (kPa)
Bevestiging stalen of aluminium golfplaten bezweken	7-14
Muur van betonblokken bezweken.	15-20
20-30 cm stenen muur bezweken	50
Lichte beschadiging van stalen raamwerk	8-10
Bezwijken van stalen raamwerk en weggeschoven van fundering	20
Stalen bedrijfsruimte zonder raamwerk bezweken	20-30
Beplating van licht industriegebouwtje afgerukt	30
Dak van opslagtank bezweken	7
Ondersteuning van ronde opslagtank bezweken	100
Scheuren van lege olie opslagtanks	20-30
Verplaatsing van ronde opslagtank, aangesloten leidingen bezwijken	50-100
Schade aan fractioneringkolom	35-80
Lichte vervorming van leidingbrug	20-30
Verplaatsing van leidingbrug, afbreken van leidingen	35-40
Bezwijken van leidingbrug	440-55
Plaatwerk van auto's en vrachtwagen ingedrukt	35
Houten telefoonpalen gebroken	35
Geladen treinwagons omgeslagen	50
Grote bomen omgevallen	20-40

De in Tabel 9-5 vermelde gegevens is slechts een kleine greep uit hetgeen door de diverse bronnen wordt aangedragen. Bij een nadere beschouwing blijkt dat het merendeel terug te leiden is uit gegevens uit [2], waar voornamelijk de gevolgen van nucleaire explosies worden onderzocht. De in Tabel 9-5 genoemde schade is opgetreden bij de vermelde drukken. Er wordt niet gesteld dat dezelfde schade bij lagere drukken niet op zal treden. Gezien de hoge waarden van enkele drukniveaus kan dit zeker het geval zijn. Uit de gegevens kan slechts een indruk worden verkregen, van de te verwachten schade.

9.2 Schadecriteria en probitfuncties

Uit de voorgaande paragraaf is gebleken dat slechts schaarse empirische gegevens bekend zijn waarmee de schade aan constructies t.g.v. een explosiebelasting kan worden bepaald. Voor typisch Nederlandse constructies zoals spouwmuren ontbreken de gegevens.

In voorgaande hoofdstukken is een analytisch model gepresenteerd waarmee eveneens een indruk van de te verwachten schade kan worden verkregen. Toe te passen schadecriteria zullen dan ook worden samengesteld door een combinatie van beide benaderingen. Om de kans op een bepaalde schade op analytische wijze te kunnen berekenen worden ook zogenaamde probitfuncties gegeven. Deze probitfuncties worden in bijlage IV afgeleid. Samen met de tabel IV-1 uit de bijlage kan een

percentage worden berekend dat de kans op een bepaalde gebeurtenis aangeeft.

9.2.1 Woningen

Hoewel niet afgeleid voor de Nederlandse situatie, zullen voor woningen de schadecriteria van Jarrett volgens Figuur 9-3 worden aangehouden. In de Nederlandse situatie bestaan naast alleenstaande woningen, ook rijtjeshuizen en flatgebouwen. Het aantal verdiepingen van flatgebouwen is over het algemeen hoger dan negen of lager dan vijf. Weinig flatgebouwen zijn aanwezig met een verdiepings-aantal tussen vier en tien.

De draagconstructie van hoge flatgebouwen wordt ontworpen op de windbelasting, zodat de statische sterkte voor een horizontale belasting bekend zal zijn. Schade categorieën A en B zullen voorkomen bij fundamenteel verschillende explosie overdruk niveaus dan bij lage gebouwen.

- Voor huizen of flats tot vier verdiepingen kunnen de criteria van Jarret worden gebruikt.
- Voor flats hoger dan vier verdiepingen, kunnen de criteria van Jarret worden gebruikt voor de schade categorie:en C_b, C_a en D.
- Voor de voorspelling van (gedeeltelijke) instorting van flatgebouwen hoger dan vier verdiepingen, moet het model voor hoge gebouwen, dat beschreven is in paragraaf 9.2.2, gebruikt worden.

De afleiding van de probitfunctie voor verschillende typen gebouwen is gegeven in bijlage IV. Hier worden slechts de resultaten vermeld.

De functie voor de Jarret criteria is:

Als

$$\log\left(\frac{i_s}{C_6}\right) \geq -0,149 + 0,665 \log\left(\frac{P_s}{C_5}\right) \quad (65a)$$

dan

$$\text{Pr} = -4,375 + 1,006 * \ln\left(\frac{P_s}{C_5}\right) \quad (65b)$$

anders

$$\text{Pr} = -3,863 + 1,513 * \ln\left(\frac{i_s}{C_6}\right) \quad (65c)$$

Waarin:

C₅ = constante om de waarde dimensieloos te maken: 1 [Pa]
C₆ = constante om de waarde dimensieloos te maken: 1 [Pa.s]

De functie voor de Jarret criteria is eigenlijk geen probitfunctie. De functie voorspelt namelijk veeleer

een schadeniveau dan de kans op een bepaald schadeniveau. De waarde Pr correspondeert direct met een schade categorie; zie Tabel 9-6.

De waarde correspondeert niet met de waarschijnlijkheid voor categorie Cb schade en evenmin met de kosten voor reparatie in vergelijking met de waarde van het onroerende goed.

Tabel 9-6 Waarde van Pr voor elke schade categorie

Schade categorie	Pr
A	6,437
B	5,785
Cb	5,000
Ca	4,308
D	3,355

9.2.2 Flatgebouwen hoger dan vier verdiepingen

Voor flatgebouwen hoger dan vier verdiepingen wordt de kans op (gedeeltelijke) instorting met de volgende probitfuncties bepaald:

- Schokgolf

$$Pr = 5 - 2,92 \cdot \ln V \quad (66)$$

met

$$V = \left(\frac{0,9}{\bar{P}} \right)^{1,4} + \left(\frac{3}{\bar{i}} \right)^{2,7} \quad (67)$$

- Druk golf

$$Pr = 5 - 2,14 \cdot \ln V \quad (68)$$

met

$$V = \left(\frac{1,25}{\bar{P}} \right)^{1,9} + \left(\frac{3}{\bar{i}} \right)^{2,5} \quad (69)$$

Voor de geschaalde grootheden \bar{P} en \bar{i} moeten, afhankelijk van de belasting, de geschaalde waarden volgens formule (19) en (20) voor de gereflecteerde of aankomende druk en impuls worden gesubstitueerd.

9.2.3 Industriële installaties

Voor industriegebouwen die niet speciaal ontworpen zijn tegen blast kunnen de criteria en probitfuncties uit de vorige paragraaf worden aangehouden. Indien windbelasting niet maatgevend is voor de statische sterkte voor horizontale belasting dient deze sterkte door berekening te worden bepaald. Blastbestendige gebouwen zoals controlegebouwen zijn ontworpen op een bepaalde overdruk en impuls. Een richtlijn voor controlegebouwen is dat wanden, waartegen reflectie optreedt, berekend moeten worden op een overdruk van 30 kPa; het dak moet tegen 20 kPa bestand zijn. In beide gevallen is de positieve faseduur 100 ms. Naast deze drukgolf dienen deze gebouwen ook bestand te zijn tegen een schokgolf met een gereflecteerde piekoverdruk van 300 kPa voor de wanden een piekoverdruk van 200 kPa voor het dak. De faseduur hierbij bedraagt 15 ms [26].

Gegevens voor industriële installaties anders dan gebouwen zijn schaars en onvolledig. Gebruik kan worden gemaakt van de in Tabel 9-5 gegeven waarden.

9.2.4 Ruitbreuk

Een ondergrens voor de statische sterkte wordt verkregen met de windbelasting volgens Figuur 5.2. Een nauwkeurige berekening van de gemiddelde statische sterkte kan plaatsvinden aan de hand van paragraaf 7.1. De dynamische sterkte wordt bepaald met behulp van Figuur 5-9 of

Figuur 5-10 waarbij van een ductiliteit $D_u = 1$ kan worden uitgegaan.

Een globale indruk van de dynamische sterkte wordt verkregen met de in hoofdstuk 7 genoemde drukken of met de volgende probitfuncties:

- Ruiten in oudere gebouwen (voor 1975):

$$Pr = -11,97 + 2,12 \cdot \ln P_s \quad (70)$$

- Ruiten in nieuwere gebouwen (na 1975)

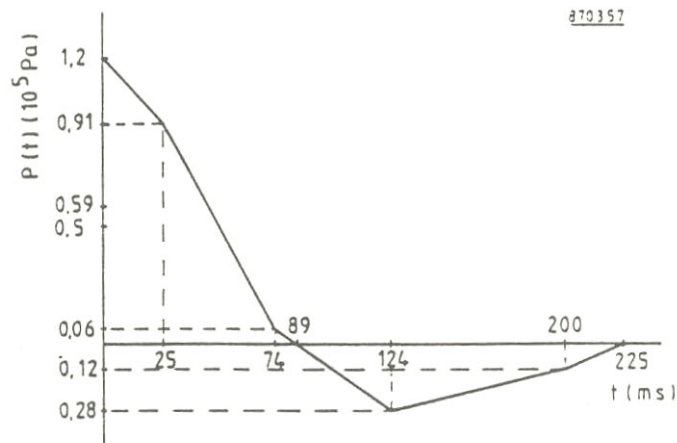
$$Pr = -16,58 + 2,53 \cdot \ln P_s \quad (71)$$

9.3 Voorbeelden

Voorbeeld 1:

Een flatgebouw met afmetingen $L \times H \times B = 10 \times 30 \times 20 \text{ m}^3$, 10 verdiepingen hoog wordt belast op de lange gevel door een schokgolf met $P_s = 0,5 \cdot 10^5 \text{ Pa}$ en $t_p = 200 \text{ ms}$. Wat is de te verwachten schade aan het gebouw?

De belasting op een dergelijk gebouw is reeds in het voorbeeld uit paragraaf 4.5 uitgewerkt en de belasting op de draagconstructie is in **Figuur 9-4** nogmaals weergegeven.



Figuur 9-4 Horizontale belasting op de draagconstructie.

De statische sterkte is in het voorbeeld uit paragraaf 6.1.2 berekend en bedraagt: $P_{st} = 3445$ Pa. De eigenfrequentie is in paragraaf 6.2.4 bepaald en bedraagt $T = 0,7$ s.

Voor het bepalen van de schade van de draagconstructie dient gebruik te worden gemaakt van het één-massaveersysteem. Voor een driehoekig verloop van de belasting geven Figuur 5-9 en

Figuur 5-10 een oplossing. De vorm van de belasting hier is niet zodanig dat één van beide figuren zonder meer kan worden toegepast.

De belasting op de draagconstructie bestaat uit een positieve fase met een piekoverdruk van $1,2 \cdot 10^5$ Pa en een faseduur van 89 ms en een negatieve fase met een onderdruk van $0,28 \cdot 10^5$ Pa en een faseduur van 136 ms (**Figuur 9-4**).

De totale belastingduur is zodanig kort t.o.v. de eigentrillingstijd dat deze als impulsbelasting kan worden opgevat. Wordt de constructie als een één-massa-veersysteem beschouwd dan kan met de respons op een impulsbelasting (bijlage I) worden bepaald of er plastische vervorming op zal treden. De impuls die op de constructie wordt uitgeoefend is ongeveer gelijk aan (2):

$$i = \frac{1}{2}(1,2 \cdot 10^5) \cdot 0,089 - \frac{1}{2}(0,28 \cdot 10^5) \cdot (0,225 - 0,089) = 3436 \quad [\text{Pa}\cdot\text{s}]$$

De maximaal dynamische uitbuiging voor een lineair elastisch één-massa-veersysteem wordt bepaald door

$$\hat{x} = \frac{i}{m \cdot \omega} \quad (\text{I-12})$$

De massadichtheid van gebouwen bedraagt ongeveer 200 kg/m^3 . De diepte van het gebouw van dit voorbeeld bedraagt 10 m zodat, $m = 2000 \text{ kg/m}^2$. De eigentrillingstijd bedraagt $0,7 \text{ s}$ waarmee de hoekfrequentie $\omega : 2\pi/0,7 = 8,98 \text{ s}^{-1}$ bedraagt. De maximale doorbuiging bedraagt dan volgens (I-12):

$$\hat{x} = \frac{3436}{(2000 * 8,98)} = 0,19 \text{ m}$$

De statische doorbuiging bedraagt volgens (17)

$$\hat{x}_{st} = \frac{P}{K}$$

De stijfheid K is uit ω te bepalen.

Er geldt $\omega^2 = K/m$ (14) zodat $K = 2000 * 8,98^2 = 1,61 * 10^5 \text{ N/m}^3$. De statische doorbuiging is dan gelijk aan $\hat{x}_{st} = 1,2 * 10^5 / 1,61 * 10^5 = 0,75 \text{ m}$.

De dynamische belasting factor bedraagt zodoende:

$$DLF = \frac{0,19}{0,75} = 0,253$$

De quasi-statische belasting die de draagconstructie krijgt te doorstaan bedraagt volgens hoofdstuk 5.3: $0,253 * 1,2 * 10^5 = 3,036 * 10^4 \text{ Pa}$. De statische sterkte bedraagt 3445 Pa , deze sterkte wordt ruimschoots overschreden: er zal plastische vervorming optreden.

De benodigde ductiliteit om de impuls op te kunnen nemen volgt uit (21):

$$i = \frac{P_{st}}{\omega} \sqrt{2 * Du - 1}$$

ingevuld levert dit:

$$Du = \left(\left(\frac{8,98 * 3436}{3445} \right)^2 + 1 \right) * 0,5 = 40,6$$

Deze waarde van de ductiliteit kan ook met behulp van

Figuur 5-7 en **Figuur 5-8** worden bepaald.

Wordt de belasting opgevat als een schokgolf met $P = 1,2 * 10^5$ en $i = 3435 \text{ Pa.s}$ dan volgt $t_p = 0,057 \text{ s}$.

Voor de **Figuur 5-8** zijn benodigd:

$$\frac{t_p}{T} = \frac{0,057}{0,7} = 0,08 \quad \text{en} \quad DLF = \frac{3445}{1,2 * 10^5} = 0,03$$

Beide waarden staan echter niet in de figuur. Extrapolatie levert echter ook een waarde van ongeveer $D_u = 40$ op.

Deze waarde van de ductiliteit is veel groter dan de waarde die voor gebouwen wordt gehanteerd. In paragraaf 6.3 wordt een gemiddelde waarde van $D_u = 5$ genoemd. De draagconstructie zal dus zijn bezwaken.

Om

Figuur 5-10 te kunnen toepassen wordt alleen de positieve belastingfase beschouwd. Op deze wijze zal de uitwerking enigszins worden overschat. Benodigd zijn P en i volgens (20) en (19):

$$\bar{P} = \frac{1,2 * 10^5}{3445} = 34,8$$

en

$$\bar{i} = \frac{\frac{1}{2} (1,2 * 10^5) * 0,089 * 8,98}{3445} = 13,9$$

Uit

Figuur 5-10 blijkt dat deze combinatie ver boven de gegeven lijnen voor constante ductiliteit ligt, zodat de constructie bezwaken is.

De probitfunctie voor schokgolven levert met (66) en (67)

$$V = \left(\frac{0,9}{34,8} \right)^{1,4} + \left(\frac{3}{13,9} \right)^{2,7} = 0,022$$

$Pr = 5 - 2,92 * \ln 0,022 = 16,2$. Uit tabel IV-1 volgt een kans op instorten van de draagconstructie die groter is dan 99,9%.

Voorbeeld 2

Een gasexplosie op een industrieterrein veroorzaakt een drukgolf in een op enkele honderden meters afstand gelegen woonwijk. De piekdruk in de drukgolf ter plaatse van de woonwijk bedraagt 5 kPa en de faseduur bedraagt 500 ms. De woonwijk bestaat uit eengezinswoningen, flats tot 4 verdiepingen en enkele hoge flats met afmetingen die overeenkomen met die in het vorige voorbeeld. Wat is de te verwachten schade ten gevolge van de drukgolf en wat is de kans op bepaalde schadeniveaus?

Om gebruik van **Figuur 9-3** te kunnen maken is naast de piekoverdruk $P_s = 5$ kPa ook de impuls nodig; $i = 0,5 * 5000 * 0,5 = 1250$ Pa*s. De combinatie druk en impuls ligt vlakbij lijn Ca uit **Figuur 9-3**. Er zal lichte schade optreden.

Het schadeniveau kan ook worden bepaald met de Jarret criteria (vergelijking 52). De

waarschijnlijkheid van optreden van een bepaald schadeniveau kan echter niet worden bepaald met deze vergelijking.

$$\log\left(\frac{i_s}{C_6}\right) = 3,1$$

Deze waarde is groter dan:

$$-0,149 + 0,665 \log\left(\frac{P_s}{C_5}\right) = 2,3$$

Derhalve wordt vergelijking (65b) gebruikt.

$$\text{Pr} = -4,375 + 1,006 * \ln\left(\frac{P_s}{C_5}\right) = 4,19$$

Bij vergelijking met deze waarde voor Pr met de waarden in Tabel 9-6, volgt dat deze het dichtst bij de waarde voor schadecategorie Ca ligt (deze bedraagt 4,3). De kans op schade van categorie Ca zal lager zijn dan 50%, omdat de berekende waarde voor Pr (4,19) onder die waarde voor Pr (4,3) ligt die overeenkomt met een kans van 50% op het bijbehorende schadeniveau.

De kans op ruitbreuk in oudere huizen wordt volgens probitrelatie (70) en tabel IV-1 bepaald:

$$\text{Pr} = -11,97 + 2,12 * \ln(5000) = 6,086; \text{ kans} = 86\%$$

De kans op ruitbreuk in nieuwere huizen wordt volgens probitrelatie (71) en tabel IV-1 bepaald::

$$\text{Pr} = -16,58 + 2,53 * \ln(5000) = 4,968; \text{ kans} = 49\%$$

De belasting op de draagconstructie van de hoge flats wordt weergegeven door Figuur 9-5.

Bepaald is dat volgens (6):

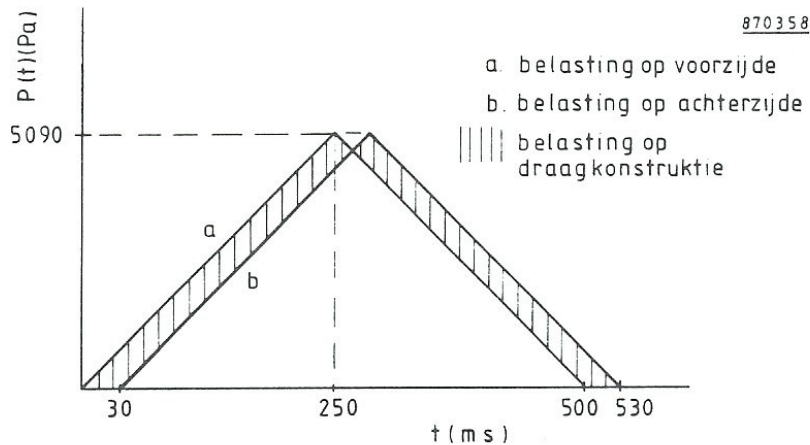
$$Q = \frac{5}{2} * \frac{5000^2}{7 * 10^5 + 5000} = 89 \text{ Pa}$$

en volgens (9):

$$U = 340 \sqrt{1 + \frac{6 * 5000}{7 * 10^5}} = 347 \text{ m/s}$$

terwijl

$$\frac{L}{U} = \frac{10}{347} = 0,030 \text{ s}$$



Figuur 9-5 Horizontale belasting op een draagconstructie van een flatgebouw als gevolg van een drukgolf.

De resulterende horizontale belasting op de draagconstructie is laag, maximaal 610 Pa. Schade aan de draagconstructie treedt dan ook niet op. De belasting op de voor-, zij- en achtergevel en het dak is maximaal 5000 Pa zodat plaatselijk wel schade op kan treden.

Voorbeeld 3

Een ruit met afmetingen $1,5 \times 1,0 \text{ m}^2$ en een dikte van 5 mm heeft een gemiddelde statische sterkte van $8,43 \cdot 10^3 \text{ Pa}$ (zie voorbeeld in paragraaf 7.2). Kan deze ruit de drukgolf uit het vorige voorbeeld weerstaan?

Van de belasting is bekend:

- de vorm: drukgolf
- de piekoverdruk: $P_s = 5000 \text{ Pa}$
- de impuls: $i_s = \frac{1}{2} \cdot 5000 \cdot \frac{1}{2} = 1250 \text{ Pa} \cdot \text{s}$

Van de ruit is bekend:

- de ductiliteit: $D_u = 1$
- de statische sterkte: $P_{st} = 8,43 \cdot 10^3 \text{ Pa}$

De eigenfrequentie is nog nader te bepalen. Uit (40) volgt met $E = 75 \cdot 10^9 \text{ Pa}$, $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$ en $\nu = 0,5$ dat:

$$f = \frac{\pi}{2} \left(\frac{1}{1,5^2} + \frac{1}{1,0^2} \right) \sqrt{\frac{\frac{1}{12} (75 \cdot 10^9) \cdot 0,005^3}{2500 \cdot 0,005 (1 - 0,25^2)}} = 12,6 \text{ Hz}$$

$$\omega = 2\pi * f = 2\pi * 12,6 = 79 \text{ [s}^{-1}\text{]}$$

$$\bar{P} = \frac{P_s}{P_{st}} = 0,59 \text{ en } \bar{i} = \frac{i * \omega}{P_{st}} = \frac{1250 * 79}{8,43 * 10^3} = 11,7$$

In Figuur 5-9 Druk-impulsdigram voor een drukgolf. ligt deze P - i combinatie onder de lijn $Du = 1$. De ruit blijft dus heel.

10 Conclusies en aanbevelingen

Het is mogelijk gebleken om, met behulp van een combinatie van empirische gegevens en een eenvoudig analytisch model, een globaal inzicht te verkrijgen in de uitwerking van blast op constructies. Voor woonhuizen, flats tot vier verdiepingen en soortgelijke constructievormen kan gebruik worden gemaakt van een empirische bepaalde druk-impulsdiagram. Voor de draagconstructie van hogere gebouwen wordt een druk-impulsdiagram gebruikt dat is bepaald door schematisatie van de constructie tot een één-massa-veersysteem. De nauwkeurigheid van dit analytisch model wordt bepaald door de invoergegevens die over het algemeen slechts globaal kunnen worden bepaald.

Door toepassen van het analytisch model wordt inzicht verkregen in de interactie van blast met een constructie en de dynamische respons van de constructie.

Gegevens van schade aan constructies ten gevolge van explosies zijn in het algemeen schaars; zeker van explosies waarvan de sterkte bekend is, zodat de opgetreden schade daaraan kan worden gerelateerd. Ook voor de Nederlandse situatie zijn deze gegevens schaars. Vuistregels om de schade te kunnen bepalen, zijn vastgesteld met behulp van gegevens uit de tweede wereldoorlog of op grond van experimenten waarbij het druktijdsverloop zodanig was dat de resultaten van die experimenten met voorzichtigheid toegepast moeten worden.

Er is een stappen-methode ontwikkeld voor het bepalen van de schade die door brokstukken en projectielen veroorzaakt kan worden indien deze een constructie raken. Voor betonnen en stalen constructies zijn penetratie-relaties opgesteld waarmee voorspeld kan worden of een plaat van een bepaalde dikte wordt geperforeerd afhankelijk van de massa, snelheid, impacthoek en raakoppervlak van het projectiel dat de constructie raakt.

De sterkte van ruiten kan met behulp van de in dit rapport gegeven methode nauwkeurig worden bepaald. In vergelijking met de uit de windbelasting berekende statische sterkte van constructies blijkt de sterkte van ruiten hoog. Waarschijnlijk geeft de uit de windbelasting bepaalde sterkte te lage waarden. Tenslotte is ook gebleken dat de eigenfrequentie van constructies voldoende nauwkeurig kan worden bepaald.

Literatuurreferenties

1. Baker W.E., Cox P.A., Westine P.S et al. Explosion hazards and evaluation. Elseviers Scientific Publishing Company (1983).
 2. Glasstone S. The effects of nuclear weapons. United States Atomic Energy Commission (1957).
 3. Technische grondslagen voor de berekening van bouwconstructies, TGB 1972. NEN 3850 (1972).
 4. Dragosavic e.a. Schade aan gebouwen ten gevolge van de explosie van een gaswolk. IBBC-TNO (1976).
 5. Uniform Building Code, vol-1 International conference of building officials. Pasadena, California (1970).
 6. Clough R.W., Penzien J. Dynamics of structures. McGraw-Hill (1975).
 7. Wilton C., Gabrielsen B. House damage assessment. 14th Annual Explosives Safety Seminar (1972).
 8. Pickering E., Bockholt J.L. Probabilistic air blast failure criteria for urban structures. Stanford Research Institute (1971).
 9. Stephens M.M. Minimizing damage to refineries from nuclear attack, natural and other disasters. The office of oil and gas, Department of the Interior, USA (1970)
 10. Schwanecke R. Sicherheitsanforderungen an Messwarten Wasser. Luft und Betrieb 13 (1969) Nr. 6.
 11. Giesbrecht H., Hemmex G. et al. Analysis of explosion hazards on spontaneous release of inflammable gases into the atmosphere. Ger. Chemical Engineer 4 (1981).
 12. Harmanny A. De respons van gebouwen op een explosiebelasting PML-TNO, 1982.
 13. Biggs J.M. Introduction to structural dynamics. McGraw-Hill (1964).
 14. Technische grondslagen voor de berekening van bouwconstructies TGB 1972 - Staal. Staalconstructies NEN 3851 (1974).
 15. Technische grondslagen voor de berekening van bouwconstructies TGB 1972 - Hout. Houtconstructies NEN 3852 (1974).
 16. Voorschriften Beton VB 1974. Deel A: Gemeenschappelijk gedeelte, NEN 3861 (1977).
 17. Diktebepaling van ruiten van vensterglas en spiegelglas. NEN 2608 (1968).
-

18. Norris C.H. et al. Structural design for dynamic loads. McGraw-Hill (1959).
 19. Steffens R.J. Structural vibration and damage. Department of the Environment, Building Research Establishment, London (1974).
 20. Blevins R.D. Formulas for natural frequency and mode shape. Van Nostrand Reinhold (1979).
 21. Adeli H. Approximate formulae for period of vibrations of building systems. Civil Engineering for practicing and design engineers, vol.4 (1985).
 22. Dowding C.H. Dynamic properties of residential structures subjected to blast loading. Journal of the Hydraulics Division. ASCE, vol. 107, ST7 (1981).
 23. Design and siting of buildings to resist explosions and fire. Oyer Publishing Limited, London (1980).
 24. Timoshenko et al. Vibration problems in Engineering. John Wiley and Sons (1974).
 25. Jarrett D.E. Derivation of the British explosives safety distances. Annuals of the New York Academy of Sciences, vol. 152 (1968).
 26. Veiligheid van gebouwen in de procesindustrie. Directoraat Generaal van de Arbeid (concept, 1987).
 27. Edwards A.T. Experimental studies of the effects of blasting on structures. The Engineer (1960).
 28. Fletcher E.R., Richmond D.R. Glass fragment hazard from windows broken bij air blast. Lovelance Biomedical and Environmental Research Institute. Albuquerque New Mexico (1980).
 29. Nowee J., Harmanny A. De invloed van het glaskozijn op de dynamische bezwijkbelasting van ruiten. PML-TNO (1983).
 30. Methoden voor het berekenen van de fysische effecten van het incidenteel vrijkomen van gevaarlijke stoffen. Directoraat-Generaal van de Arbeid, Voorburg (1979).
 31. Pekan O.A., Gocevski V. Elasto-plastic analysis of coupled shear walls. Eng. Struct. (1981) vol. 3.
 32. Muguruma H. Study on hysteretic behaviour of statically indeterminate prestressed concrete frame structure subjected to reversed cyclic lateral load. Structural concrete under seismic actions, vol. 3. Proceedings 1979.
 33. Karthaus W., Leussink J.W. Dynamic loading: more than just a dynamic load factor. Proceedings of the First Symposium on the Interaction of nonnuclear munitions with
-

- structures. Colorado (1983).
34. Schiebroek C.J.M., Nelissen M.G.P. Ontwerp voor een explosiebestendig controlegebouw op Rozenburg / Rotterdam. Cement (1979), nr. 6.
 35. Kingerey C.N., Coulter G.A. Reflected overpressure impuls on a finite structure. ARBRL-TR-02 537, 1983.
 36. Dewey J.M., Heilig W., Reichenbach W. Height of burst results from small scale explosions. Proceedings MABS 9, 1985.
 37. Newmark N.M. et al. Principles and practises for design of hardened structures. U.S. Department of Commerce, AB-295 408, 1962.
 38. Lees, F.P., Loss Prevention in the Process Industries, 2nd edition, Butterworth Heinemann, Oxford, 1996.
 39. Scilly en High, 1986.
 40. Gilbert, Lees en Scilly, A model for the effects of a condensed phase explosion in a built-up area, Private communication, 1994.
 41. Adeli, H. en Amin, A.M., Local effects of impactors on concrete structures, 301-317, Nuclear Eng. & Design 88, 1985.
 42. BAL, Project THOR, The resistance of various metallic materials to perforation by steel fragments; empirical relationships for fragment residual velocity abd residual weight, Ballistic Analysis Laboratory, Report No. 47, 21 April 1961.
 43. Brown, S.J., Energy release protection for pressurized systems, Part II, Review of studies into impact/terminal ballistics, Appl. Mech. Rev., Vol 39, No. 2, Fe. 1986.
 44. Kennedy, R.P., A review of procedures for the analysis and design of concrete structures to resist projectiel impact effects, Nuclear Engineering and Design, 37, 1976.
 45. Sliter, G.E., Assesment of empirical concrete impact formulas, ASCE J Struct Div, May 1980.
 46. TM 5-1300, Structures to resist the effects of accidental explosions, Departments of the Army, the Navy and the Air Force, TM 5-1300, NAVFAC P-397, AFR 88-22, November 1990.
 47. Engineering Analysis, Inc., High explosive damage assessment model, 5th industrial version in SI units, 1997.
 48. Glasstone, S. en Dolan, P.J., The effects of nuclear weapons, US DOD and US DOE, 1977.
 49. Mercx, W.P.M., CPR 16E, Methods for the determination of possible damage, 1990.
-

50. Nowee, J. en Harmanny, A., De invloed van het glaskozijn op de dynamische bezwijkbelasting van ruiten, PML TNO, 1983.
 51. Verhagen, Th. L.A., Eindrapportage ruitbreukonderzoek, PML TNO, 1991.
 52. Timoshenko, S.P. en Woinowsky-Krieger, S., Theory of plates and shells (second edition), 1981.
 53. PGS 2, Methods for the calculation of physical effects (het "Gele Boek"). (Voorheen CPR 14E, rapport van de Commissie Preventie van Rampen door gevaarlijke stoffen, Sdu Uitgevers, 3e editie 1997.)
 54. HSE 1998, Developments of methods to assess the significance of domino effects from major hazards sites, contract research Dep. 183/1998, prepared by W.S. Atkins, Safety & Reliability.
 55. Ramler, J.P.G. and Breugel, K. van; Impact, TU Delft, report no. 25.5-89-06/A1, Delft, September 1992.
-

Lijst van gebruikte symbolen

A	: oppervlakte		[m ²]
A _f	: oppervlak van projectiel gedurende de inslag		[m ²]
A _i	: inwendige arbeid		[J]
A _k	: doorsnede kolom		[m ²]
A _l	: doorsnede ligger		[m ²]
A _u	: uitwendige arbeid		[J]
a	: afmeting		[m]
B	: breedte		[m]
B _k	: kolomafstand		[m]
b	: afmeting		[m]
b _f	: breedte van het doel (richting is loodrecht op de baan van het projectiel)		[m]
C, C ₁ , C ₂	: constanten		
C ₁	: dimensieloze variabele gebruikt in penetratierelatie		[-]
C ₂	: constante gebruikt in penetratierelatie	$3,8 \cdot 10^{-5} \text{ m}^{0,1} \text{ kg}^{-0,1} \text{ Pa}^{-0,4}$	
C ₃	: constante gebruikt in penetratierelatie	$1,091 \cdot 10^{-7} \text{ kg}^{-1,063} \text{ m}^{1,897} \text{ s}^{1,103}$	
C ₄	: constante gebruikt in relatie voor schade aan woningen	$7,1 \text{ m}/(\text{kg TNT})^{1/3}$	
C ₅	: constante gebruikt om dimensieloze waarden te verkrijgen	1	[Pa]
C ₆	: constante gebruikt om dimensieloze waarden te verkrijgen	1	[Pa*s]
C ₇	: constante gebruikt om dimensieloze waarden te verkrijgen	1	[m]
C ₈	: constante voor theoretische faalsterkte van glas		14,9
	[MPa]		
C _D	: 'drag'coëfficiënt		[-]
C _p	: soortelijke warmte bij constante druk		[J/kg*K]
C _v	: soortelijke warmte bij constant volume		[J/kg*K]
C _w	: windcoëfficiënt		[-]
c _o	: geluidsnelheid bij atmosferische druk		[m/s]
D	: diameter van projectiel		[m]
DLF	: dynamische belastingsfactor		[-]
Du	: ductiliteit		[-]
d	: plaatdikte		[m]
d _p	: benodigde plaatdikte om penetratie te voorkomen		[m]
d _s	: benodigde plaatsdikte (voor beton) om afbrokkelen te voorkomen		[m]
E	: elasticiteitsmodulus		[Pa]
E _k	: kinetische energie		[J]
E _p	: potentiële energie		[J]
F _b	: kracht		[N]
F _v	: veerkracht		[N]
f	: (eigen)frequentie		[Hz]
f _c	: compressiesterkte		[Pa]
f _t	: theoretische faalsterkte of treksterkte		[Pa]
f _o (x)	: doorbuiging bij eenheidsbelasting		[m]
g	: zwaartekrachtversnelling		[m ² /s]
H	: hoogte		[m]
h	: (verdieping)hoogte		[m]

h_t	: hoogte van het doel	[m]
I	: traagheidsmoment	[m ⁴]
I_k	: traagheidsmoment kolom	[m ⁴]
i	: impuls per oppervlakte-eenheid	[Pa*s]
i_r	: positieve impuls van de gereflecteerde blast	[Pa*s]
i_s	: positieve impuls van de aankomende blast	[Pa*s]
K	: veerconstante	[N/m]
k_i	: constante	[Hz/m ^{-3/4}], [Hz/m], [Hz/m ^{-1/2}]
L	: diepte	[m]
l_t	: lengte van het doel	[m]
l	: liggerlengte of lengte van het doel	[m]
M	: massa	[kg]
M_{ex}	: equivalente massa voor explosieven	[kg TNT]
M_f	: massa van het projectiel	[kg]
M_{st}	: statisch opneembaar moment	[Nm/m]
M_w	: moment t.g.v. windbelasting / inklemmingsmoment	[Nm/m]
M_0	: constante gebruikt in relatie voor schade aan woningen	3175 kg TNT
m	: massa per lengte- of oppervlakte-eenheid	[kg/m], [kg/m ²]
N	: neusvorm-factor van het projectiel	[-]
n	: aantal verdiepingen	[-]
n_f	: aantal projectielen (zie gele boek sectie 7.5.3)	[-]
n_t	: verwachte aantal treffers op een object	[-]
P	: belasting per oppervlakte-eenheid	[Pa]
p_{tref}	: kans dat een object of persoon geraakt wordt door een projectiel	[-]
Pr	: probit	[-]
P_r	: gereflecteerde piekoverdruk	[Pa]
P_s	: aankomende piekoverdruk	[Pa]
P_{st}	: statisch opneembare belasting	[Pa]
p_{eg}	: belasting door eigen gewicht	[Pa]
p_o	: atmosferische druk	[Pa]
p_s	: absolute druk	[Pa]
p_w	: windbelasting	[Pa]
Q	: belasting door luchtdeeltjes	[Pa]
Q_D	: dynamische druk	[Pa]
q	: gelijkmatig verdeelde belasting	[Pa]
q_t	: dichtheid van fragmenten bij reikwijdte r_t	[1/m ²]
q_w	: stuwdruk t.g.v. wind	[Pa]
q_{midden}	: druk waarbij de theoretische faalsterkte wordt bereikt in het midden van een ruit	[Pa]
q_{hoek}	: druk waarbij de theoretische faalsterkte wordt bereikt in de hoek van een ruit	[Pa]
R	: straal van de cirkel waar er ongeveer 50% van de gedefiniëerde schade is	[m]
RB	: factor die staat voor een schade niveau	[-]
R_f	: maximale vlieg reikwijdte van een fragment (zie gele boek, sectie 7.5.3)	[m]
rc	: reflectiecoëfficiënt	[-]
r_t	: afstand vanaf het centrum van de explosie	[m]
S	: karakteristieke afmeting van een vlak	[m]
s	: totale impuls	[N*s]
T	: eigentrillingstijd	[s]

t	: tijd	[s]
t_p	: positieve fase duur	[s]
t_s	: looptijd ontlastende golf	[s]
t_0, t_1	: tijdstippen	[s]
U	: golffrontsnelheid	[m/s]
u_s	: deeltjessnelheid	[m/s]
V	: variabele	
V	: dimensieloze snelheid van projectiel	[-]
V_s	: raaksnelheid van een projectiel	[m/s]
w	: doorbuiging	[m]
w	: breedte van het doel (loodrecht op de baan van het projectiel)	[m]
X	: dimensieloze penetratiediepte	[-]
x	: coördinaat, verplaatsing	[m]
x_{el}	: elastische verplaatsing	[m]
x_r	: restverplaatsing of (blijvende) vervorming	[m]
x_{st}	: statische verplaatsing	[m]
\ddot{x}	: versnelling	[m/s ²]
y	: coördinaat	[m]
α_i	: hoek van inval	[°]
β	: veiligheidscoëfficiënt	[-]
γ	: verhouding C_p/C_v	[-]
δ	: doorbuiging	[m]
δ_{kr}	: kritische doorbuiging	[m]
Σ	: sommatieteken	
η	: correctiefactor	[-]
ν	: dwarscontractiecoëfficiënt	[-]
φ	: gemiddelde hoek van inslag	[-]
ρ	: soortelijke massa	[kg/m ³]
ρ_s	: luchtdichtheid	[kg/m ³]
ρ_{steel}	: dichtheid van staal	7800 [kg/m ³]
σ	: spanning	[Pa]
ω	: hoekfrequentie	[s ⁻¹]
ω_o	: percentage trekwapening	[-]
ω_o'	: percentage drukwapening	[-]

Bovenvoegsels

\bar{x}	: geschaalde x
\hat{x}	: maximale x
x'	: limietwaarde van x

Bijlage I Eén-massa-veersysteem.

In deze bijlage zal de respons van een één-massa-veersysteem op enkele belastingen worden bepaald.

De differentiaalvergelijking die de beweging van een één-massa-veersysteem met een lineaire veer karakteristiek beschrijft, wordt weergegeven door:

$$M * \ddot{x} + K * x = F_b(t) \quad (I-1)$$

(zie Figuur 5-2 en vergelijking (13)).

De oplossing van de homogene vergelijking:

$$\ddot{x} + \omega^2 * x = 0 \quad (I-2)$$

$$\text{met } \omega^2 = \frac{K}{M} \quad (I-3)$$

wordt gegeven door

$$x(t) = C_1 * \sin \omega t + C_2 * \cos \omega t \quad (I-4)$$

De constanten C_1 en C_2 worden bepaald door de beginvoorwaarden. Geldt bijvoorbeeld dat op $t = 0$ een beginverplaatsing $x(0) = x_o$ en een beginsnelheid $\dot{x}(0) = \dot{x}_o$ aanwezig is, dan volgt:

$$x(t) = \frac{\dot{x}_o}{\omega} * \sin \omega t + x_o * \cos \omega t \quad (I-5)$$

De totale oplossing voor (I-1) wordt gevonden door (I-4) uit te breiden met een particuliere oplossing.

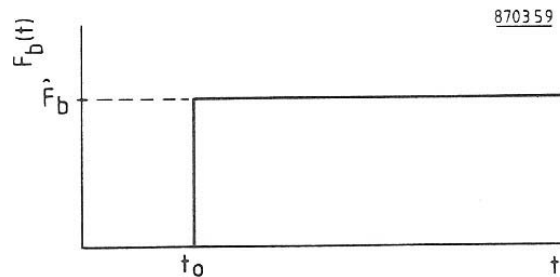
Bij de hier beschouwde explosiebelastingen zijn er twee extremen te onderscheiden. Enerzijds de situatie waarbij de positieve fase duur t_p groot is t.o.v. de eigentrillingstijd T :

$$t_p \gg T \quad (I-6)$$

en anderzijds de situatie dat de positieve fase duur klein is t.o.v. de eigentrillingstijd T :

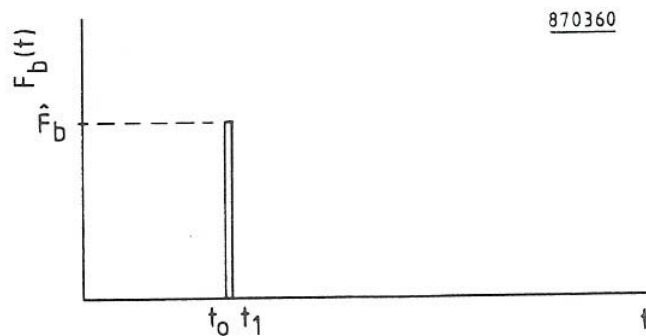
$$t_p \ll T \quad (I-7)$$

Verder wordt bij de explosiebelastingen onderscheid gemaakt tussen een schok- en een drukgolf. Is er sprake van een schokgolf en de situatie waarvoor (I-6) geldt dan kan de belasting weergegeven worden door een zogenaamde "stap"belasting volgens Figuur I-1.



Figuur I-1. "Stap" belasting.

Bij een drukgolf waarvoor geldt $t_p \gg T$ groeit de belasting zo langzaam aan dat op elk moment sprake is van een statische belasting. Geldt $t_p \ll T$ dan kan de belasting van een schok- en een drukgolf worden weergegeven door een impulsbelasting volgens Figuur I-2.



Figuur I-2. Impulsbelasting.

Voor de respons is nu de totale impuls S van belang die door de schok- of drukgolf wordt overgedragen.

De particuliere oplossing voor de stapbelasting (Figuur I-1) die aangrijpt op $t = t_0 = 0$ is gelijk aan:

$$x = \frac{\hat{F}_b}{K} \tag{I-8}$$

Met de beginvoorwaarden $x(0) = 0$ en $\dot{x}(0) = 0$ volgt dat

$C_1 = 0$ en $C_2 = \frac{\hat{F}_b}{K}$ zodat de uiteindelijke oplossing gelijk is aan:

$$x = \frac{\hat{F}_b}{K} (1 - \cos \omega t) \tag{I-10}$$

De oplossing voor een impulsbelasting op $t = 0$ wordt gegeven door de oplossing van de homogene vergelijking. Immers voor $t > 0$ is er geen uitwendige belasting meer aanwezig.

De beginsnelheid x_0 is te bepalen uit de impulsbalans:

$$M * \dot{x}_o = S \quad (I-11)$$

waarin S de totale impuls voorstelt zodat de beginvoorwaarde luidt:

$$\dot{x}(0) = 0 = \frac{S}{M}$$

De oplossing wordt dan:

$$x(t) = \frac{S}{M * \omega} * \sin \omega t \quad (I-12)$$

De dynamische belastingfactor (DLF) wordt gevonden door de maximale dynamische verplaatsing te delen door de statische verplaatsing:

$$\hat{x}_{st} = \frac{\hat{F}_b}{K}$$

Voor een stapbelasting is eenvoudig te vinden dat $DLF = 2$.

De DLF voor een impulsbelasting is afhankelijk van de belastingvorm.

Voor een schokgolf geldt $S = F_b * t_p$ zodat

$$DLF = \frac{\hat{F}_b * t_p}{M * \omega} * \frac{K}{\hat{F}_b} = \omega * t_p \quad (I-13)$$

Voor een drukgolf geldt

$$S = \frac{1}{2} \hat{F}_b * t_p$$

zodat

$$DLF = \frac{\hat{F}_b * t_p}{2M * \omega} * \frac{K}{\hat{F}_b} = \frac{1}{2} \omega * t_p \quad (I-14)$$

In Figuur 5-5 en Figuur 5-6 is het verloop van de DLF weergegeven als functie van de verhouding t_p/T voor respectievelijk een schok- en een drukgolf. Met $T = 2\pi/\omega$ zijn de bovenafgeleide DLF's voor de extremen eenvoudig terug te vinden.

De waarden van de DLF voor beide uiterste vormen van belasting kunnen ook met behulp van een energiebeschouwing als volgt worden afgeleid:

- Sprongbelasting, lineair elastisch.

De uitwendige arbeid A_u is gelijk aan:

$$A_u = \hat{F}_b * x \quad (I-15)$$

De inwendige arbeid A_i is gelijk aan:

$$A_i = \frac{1}{2} \hat{F}_v * x \quad (I-16)$$

(zie

Figuur 5-4a).

Eenvoudig volgt met $A_i = A_u$ dat

$$DLF = \frac{\hat{F}_v}{\hat{F}_b} = 2$$

- Impulsbelasting, lineair elastisch.

De door de impuls S overgedragen energie bedraagt:

$$A_u = \frac{S^2}{2M} \quad (I-17)$$

Voor de schok- respectievelijk drukgolf geldt:

$$S = \hat{F}_b * t_p \text{ resp. } S = \frac{1}{2} \hat{F}_b * t_p$$

zodat met (I-17) in combinatie met (I-16) het volgende afgeleid kan worden:

$$\text{Schokgolf: } DLF = \omega * t_p \quad (I-18)$$

$$\text{Druk golf : } DLF = \frac{1}{2} * \omega * t_p \quad (I-19)$$

Voor elastoplastisch gedrag zijn de uiterste vormen van belasting op identieke wijze te bepalen. Naast (I-15) en (I-17) geldt nu (Figuur 4.4d):

$$A_i = \hat{F}_v * \left(x - \frac{1}{2} \hat{x}_{el} \right) \quad (x > \hat{x}_{el}) \quad (I-18)$$

zodat voor de sprongbelasting geldt

$$DLF = 1 - \frac{\hat{x}_{el}}{2x} \quad (I-19)$$

voor de impulsbelasting is af te leiden dat

$$S = \frac{F_v}{\omega} * 2 \frac{x}{\hat{x}_{el}} - 1 \quad (I-20)$$

zodat voor de schokgolf geldt

$$DLF = \omega * t_p * \sqrt{\frac{1}{\frac{2x}{\hat{x}_{el}} - 1}} \quad (I-21)$$

en voor de drukgolf

$$DLF = \frac{1}{2} \omega * t_p * \sqrt{\frac{1}{\frac{2x}{\hat{x}_{el}} - 1}} \quad (I-22)$$

De uiterste waarden voor de maximaal op te nemen belasting, de druk- en impulsasymptoot zoals bedoeld in paragraaf 4.4 (21), (22) en (23) volgen uit (I-19) en (I-20) met behulp van

$$\frac{i}{P_{st}} = \frac{S}{F_v} \quad (I-23)$$

en

$$Du = \frac{\hat{x}}{\hat{x}_{el}} \quad (I-24)$$

Bijlage II Methode van Rayleigh.

De methode van Rayleigh zal worden toegepast voor de bepaling van de eigenfrequentie van een vrij opgelegde ligger en een vrij opgelegde plaat.

Een trilling van een ligger kan worden beschreven door:

$$w(x,t) = P * f_o(x) * \sin \omega t \quad (\text{II-1})$$

waarin

$w(x,t)$: de doorbuiging als functie van plaats en tijd.

$f_o(x)$: de doorbuiging ten gevolge van een éénheidsbelasting.

P : de amplitude van de belasting.

Op tijdstip $t = 0$ is de verplaatsing gelijk aan nul en is de kinetische energie E_k maximaal:

$$E_k = \frac{1}{2} m * \int_0^l \left(\frac{\delta w(x,t)}{\delta t} \right)^2 dx \quad (\text{II-2})$$

waarin

m : de liggermassa per lengte-eenheid

l : de liggerlengte

De vergelijking kan ook worden geschreven als

$$E_k = \frac{1}{2} m * P^2 * \omega^2 * \int_0^l f_o^2(x) dx \quad (\text{II-3})$$

Op tijdstip $t = \frac{\pi}{2}$ is de snelheid gelijk aan nul en is alle kinetische energie omgezet in potentiële energie E_p . De potentiële energie E_p wordt beschreven door:

$$E_p = \frac{1}{2} P * \int_0^l w(x,t) dx \quad (\text{II-4})$$

of anders geschreven:

$$E_p = \frac{1}{2} P^2 * \int_0^l f_o(x) dx \quad (\text{II-5})$$

Omdat $E_p = E_k$ kan worden afgeleid dat:

$$\omega^2 = \frac{\int_0^l f_o(x) dx}{m * \int_0^l f_o^2(x) dx} \quad (\text{II-6})$$

Indien nu een type vervorming wordt gekozen kan de bijbehorende eigenfrequentie worden bepaald. Een voor de hand liggende keuze is:

$$f_o(x) = f_o * \sin\left(\frac{\pi * x}{l}\right) \quad (\text{II-7})$$

waarin f_o de maximale doorbuiging is.

Na substitutie van (II-7) in (II-6) volgt:

$$\omega^2 = \frac{4}{m * f_o * \pi} \quad (\text{II-8})$$

Voor de maximale doorbuiging δ door het eigen gewicht in g geldt:

$$\delta = m * g * f_o \quad (\text{II-9})$$

Gesubstitueerd in (II-8) levert dit:

$$\omega^2 = \frac{4g}{\pi * \delta} \quad (\text{II-10})$$

en met

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (\text{II-11})$$

volgt

$$T = 1,76\sqrt{\delta} \quad (\text{II-12})$$

Voor een plaat met afmetingen a en b wordt de uitdrukking voor de eigenfrequentie:

$$\omega^2 = \frac{\int_0^a \int_0^b f_o(x, y) dx dy}{m * \int_0^a \int_0^b f_o^2(x, y) dx dy} \quad (\text{II-13})$$

waarin nu m de massa per oppervlakte-eenheid voorstelt.

Als voor de type vervorming

$$f_o(x, y) = f_o * \sin\left(\frac{\pi * x}{a}\right) * \sin\left(\frac{\pi * y}{b}\right) \quad (\text{II-14})$$

wordt aangehouden en gesubstitueerd in (II-13) dan volgt samen met (II-11) dat:

$$T = 1,58\sqrt{\delta} \quad (\text{II-15})$$

Bijlage III Vergelijking van de schadecriteria van Jarret met experimenten op ware grootte.

In referentie [7] worden experimenten beschreven waarbij vier verschillende typen woonhuizen zijn onderworpen aan een explosiebelasting. Hoewel voornamelijk typisch Amerikaanse woonhuizen zijn beproefd, zijn ook Europeesachtige woonhuizen beproefd. Typisch Nederlandse woonhuizen met spouwmuren zijn niet beproefd. Tabel III-1 geeft een overzicht.

Tabel III-1. Beproefde typen woonhuizen.

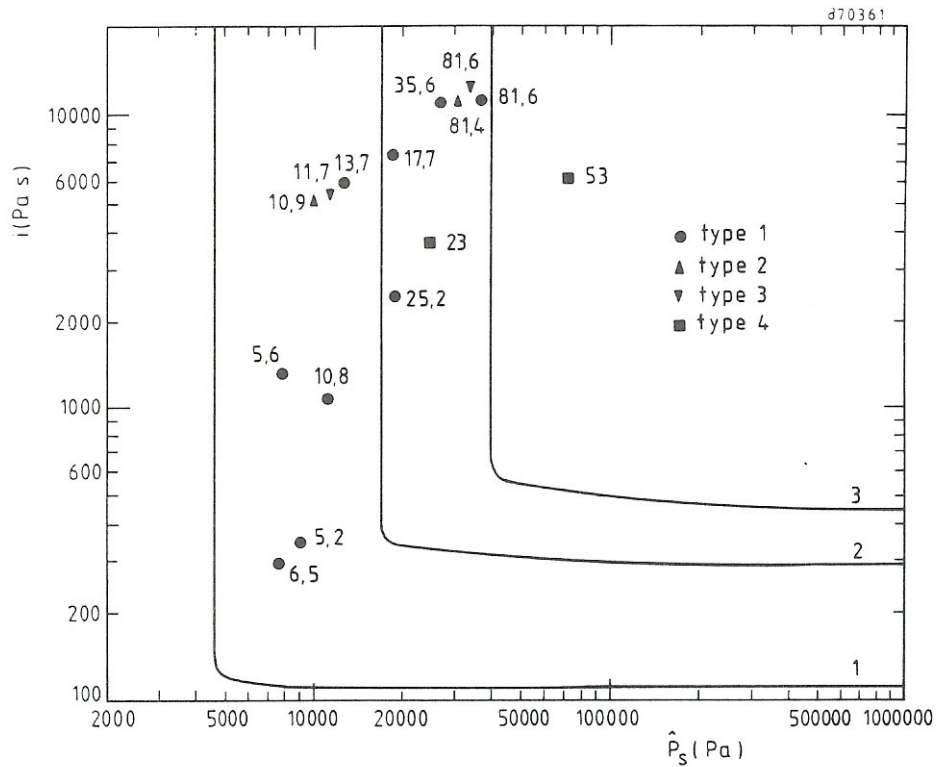
type 1	Twee verdiepingen houten huis met grondoppervlak 10 x 7,5 m ² , volledig onderkelderd. Het huis heeft een zadeldak.
type 2	Twee verdiepingen stenen huis, dragende 1-steens muren. Grondoppervlak 10 x 7,5 m ² . Volledig onderkelderd; zadeldak.
type 3	Eén verdieping houten huis op een betonnen vloer. De badkamer was uitgevoerd met 20 cm dikke gewapend betonnen muren.
type 4:	Twee verdiepingen stenen huis met dragende muren. Grondoppervlak 12 x 9 m ² ; hoogte 11 m. Schuin dak. In de zijmuren bevinden zich geen ramen.

Voor het bepalen van het schadepercentage is men als volgt te werk gegaan. De totale bouwkosten werden onderverdeeld in kosten voor bepaalde onderdelen zoals dak, muren, vloeren, deuren, ramen etc. Na beproeven is voor elk onderdeel een schadepercentage vastgesteld zodat samen met de kostenverdeling één percentage de totale schade aangeeft. Tabel III-2 geeft een overzicht van de schadepercentages zoals die bij verschillende druk- en impulsniveaus zijn geconstateerd

Tabel III-2. Proefresultaten.

Type	Druk P _s (kPa)	Impuls i _s (Pa.s)	Schade (%)
1	12,4	6200	13,7
	34,0	12000	81,6
	27,6	11000	35,6
	17,9	7900	17,7
	9	324	5,2
	8	300	6,5
	7,6	1276	5,6
	11,0	1110	10,8
	18,6	2340	25,2
2	11,7	5790	10,9
	35,2	12760	81,4
3	13,1	5790	11,7
	35,2	12800	81,6
4	24,8	3585	23
	59,3	6340	53

Deze proefresultaten kunnen vergeleken worden met de schadecriteria van Jarrett uit Figuur 7.3, hoewel de vergelijking in feite alleen op gaat voor de stenen huizen. In Figuur III-1 zijn proefresultaten en criteria gecombineerd.



Figuur III-1. Vergelijking criteria en proefresultaten.

De proefresultaten liggen alle in het drukgebied van het diagram. Bij schadepercentages rond 10% bestond de schade voornamelijk uit ruitbreuk, ingedrukte deuren en lichte dakbeschadiging. Het aandeel van de fundering in het kostenoverzicht bedraagt ongeveer 20%. Bij de percentages rond 80% is de fundering slechts gering beschadigd. De woning kan dan ook als ingestort worden beschouwd. Hoewel slechts enkele stenen huizen werden beproefd is de overeenkomst tussen resultaten en criteria goed.

Bijlage IV Probitfuncties.

Met behulp van de probitfunctie:

$$Pr = C_1 + C_2 \cdot \ln V \quad (IV-1)$$

waarin

- Pr : de probit
 C₁ en C₂ : constanten
 V : een variabele

kan afhankelijk van de waarde van de variabele V een percentage worden bepaald dat de kans op een bepaalde gebeurtenis aangeeft.

Het percentage dat bij een bepaalde waarde van de probit Pr behoort, volgt uit Tabel IV-1:

Tabel IV-1. Relatie tussen kansen en probits.

%	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	--	2.67	2.95	3.12	3.25	3.36	3.45	3.52	3.59	3.66
10	3.72	3.77	3.82	3.897	3.92	3.96	4.01	4.05	4.08	4.12
20	4.16	4.19	4.23	4.26	4.29	4.33	4.36	4.39	4.42	4.45
30	4.48	4.50	4.53	4.56	4.59	4.61	4.64	4.67	4.69	4.72
40	4.75	4.77	4.80	4.82	4.85	4.87	4.90	4.92	4.95	4.97
50	5.00	5.03	5.05	5.08	5.10	5.13	5.15	5.18	5.20	5.23
60	5.25	5.28	5.31	5.33	5.36	5.39	5.41	5.44	5.47	5.50
70	5.52	5.55	5.58	5.61	5.64	5.67	5.71	5.74	5.77	5.81
80	5.84	5.88	5.92	5.95	5.99	6.04	6.08	6.13	6.18	6.23
90	6.28	6.34	6.41	6.48	6.55	6.64	6.75	6.88	7.05	7.33
--	0.0	0.1	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
99	7.33	7.37	7.41	7.46	7.51	7.58	7.65	7.75	7.88	8.09

In het vervolg van deze bijlage zullen probitfuncties worden afgeleid voor verschillende schadecriteria.

Jarret's schade criteria

De functie die correspondeert met de P-I diagram in Figuur 9-3 is afgeleid met behulp van de volgende methode.

- Impuls en druk limieten van de curves werden uitgezocht. De druklimieten, voor lang durende schokgolven, waren makkelijk te bepalen. De impulslimieten waren echter niet zo makkelijk te bepalen, want de curves zijn krom. Een enkel punt, redelijk dicht gelegen bij de hoek (bijna op de 100 kg TNT lijn), werd gekozen. In aanvulling hierop werd de verhouding van impuls limieten hetzelfde genomen als de corresponderende verhoudingen van druklimieten, verheven tot de macht 2/3. Dit geeft de limieten die zijn gegeven in tabel IV-2.
- Een waarde voor de Pr van 5 is arbitrair gekozen voor schadecategorie C_b en 3,355 voor schadecategorie D. De andere probits werden berekend met behulp van lineaire interpolatie van de natuurlijke logaritme van de druklimiet of van de impulslimiet. De helling en het

- intercept van de lineaire interpolatie zijn de parameters voor de functies IV-2b en IV-2c.
- Een lijn door de punten waar de druk en de impulslijmieten elkaar kruisen, werd bepaald aan de hand van lineaire regressie. Dit geeft een functie van $I_s(P_s)$. Wanneer het punt met de coördinaten (druk, impuls) boven deze lijn ligt, bepaalt de druk de schade, anders wordt de schade bepaald door de impuls. Dit verwaarloost de geronde (gekromde) overgang tussen de druklimiet en de impulslijmieten.
 - De probitfunctie is gedefinieerd als:

indien

$$\log\left(\frac{I_s}{C_6}\right) \geq -0,149 + 0,665 \log\left(\frac{P_s}{C_5}\right) \quad (\text{IV-2a})$$

dan

$$\text{Pr} = -4,375 + 1,006 \ln\left(\frac{P_s}{C_5}\right) \quad (\text{IV-2b})$$

anders

$$\text{Pr} = -3,863 + 1,513 \ln\left(\frac{I_s}{C_6}\right) \quad (\text{IV-2c})$$

Deze functie is een accurate weergave van het P-I diagram. Het verwaarloost alleen de geronde overgang en veronderstelt dat de impulslijmieten horizontaal zijn.

Hierin is:

$C_5 = 1 \text{ Pa}$

$C_6 = 1 \text{ Pa.s}$

Dit maakt de waarden dimensieloos.

De Jarret functie is eigenlijk geen probitfunctie. De functie voorspelt de ernst van de schade in plaats van de kans op een bepaalde hoeveelheid schade. De waarde Pr correspondeert met een bepaalde schadecategorie uit Tabel 9-6. De waarde komt niet overeen met de kans op de kans op schadecategorie Cb, noch met de kosten van reparatie in vergelijking met de waarde van het object.

Tabel IV-2 Druk- en impulslijmieten van de P-I curves voor de schade aan huizen

Schadecategorie	Druklimiet [Pa]	Impulslijmieten [Pa.s]	Pr
A	46533	906	6,437
B	24336	588	5,785
Cb	11154	350	5,000
Ca	5606	221	4,308
D	2174	118	3,355

Probitfunctie voor instorten van hoge flatgebouwen

Afhankelijk van de golfvorm wordt de probitfunctie bepaald voor respectievelijk een schok- en een

druk golf. Er wordt van uitgegaan dat een kans van 50% op instorting bestaat indien de drukimpuls combinatie een ductiliteit $D_u = 5$ vereist; 10% kans op instorting treedt op bij $D_u = 1$ en 90% bij $D_u = 10$.
 De limietwaarden voor de schokgolf voor \bar{P} en \bar{i} zijn in Tabel IV-3 verzameld (zie Figuur 4.10):

Tabel IV-3. Limietwaarden bij een schokgolf.

Kans	\bar{P}	\bar{i}
10%	0,5	1
50%	0,9	3
90%	0,95	4,36

Er van uitgaande dat voor een kans van 50% de waarde van V naar 1 moet naderen, is bepaald dat:

$$V = \left(\frac{0,9}{\bar{P}}\right)^{1,4} + \left(\frac{3}{\bar{i}}\right)^{2,7} \quad (\text{IV-10})$$

De gemiddelde waarde voor V bij een kans van 90% bedraagt $V = 0,65$, zodat uit

$$5,0 = A + B \cdot \ln 1$$

en

$$6,28 = A + B \cdot \ln 0,65$$

volgt dat

$$\text{Pr} = 5,0 - 2,92 \cdot \ln V \quad (\text{IV-11})$$

De limietwaarden voor de drukgolf zijn in Tabel IV-4 verzameld (zie Figuur 4.9).

Tabel IV-4. Limietwaarden bij een drukgolf.

Kans	\bar{P}	\bar{i}
10%	1	1
50%	1	3
90%	1	4,36

Omdat de limietwaarden voor \bar{P} alle naar 1 naderen is het niet goed mogelijk een probitfunctie te bepalen. Daarom zijn, arbitrair, voor de limietwaarden de waarden genomen die horen bij een geschaalde impuls $\bar{i} = 12$. Aangehouden worden

$$\text{kans 10\%: } \bar{P} = 1$$

$$\text{kans 50\%: } \bar{P} = 1,25$$

$$\text{kans 90\%: } \bar{P} = 1,5$$

Op bovenstaande wijze is dan te bepalen dat:

$$V = \left(\frac{1,25}{\bar{P}}\right)^{1,9} + \left(\frac{3}{\bar{i}}\right)^{2,5} \quad (\text{IV-12})$$

en

$$\text{Pr} = 5 - 2,14 \cdot \ln V \quad (\text{IV-13})$$

Ruitbreuk

Een onderscheid wordt gemaakt tussen ruiten in relatief oude gebouwen en ruiten in nieuwere gebouwen.

Globaal kan worden aangehouden dat voor ruiten in oudere gebouwen een kans van 1% bestaat op breuk bij een druk $P_s = 1$ kPa en een kans van 50% bij een druk van $P_s = 3$ kPa. De constanten A en B zijn eenvoudig te bepalen. Er volgt:

$$Pr = -11,97 + 2,12 \cdot \ln P_s \quad (IV-14)$$

Een kans van 1% op breuk bij ruiten in nieuwere gebouwen bestaat bij een druk $P_s = 2$ kPa en een 50% kans bij $P_s = 5$ kPa. Er volgt:

$$Pr = -16,58 + 2,53 \cdot \ln P_s \quad (IV-15)$$

Bijlage V Nauwkeurigheid van modellen voor de bepaling van de uitwerking van explosies op constructies

A. Schade aan gebouwen lager dan vier verdiepingen

Voor het optreden van schade aan woningen lager dan 4 verdiepingen zijn drie probitfunctie opgesteld ((65) t/m (65c)).

De kans op een bepaalde gebeurtenis wordt alleen bepaald door de parameters van de ongestoorde golf ter plaatse van de te beschouwen constructie. De parameters kunnen in principe elke waarde aannemen afhankelijk van de afstand tot de explosie en de aard en kracht van de explosie. In werkelijkheid zal de golf niet ongestoord zijn: er zullen reflecties en ontlasting optreden. Ook wordt in de probitfuncties geen rekening gehouden met het type woning. Hierdoor zijn deze alleen geldig voor bijvoorbeeld een gehele wijk woningen en zeker niet voor het geval er maar één woning wordt bekeken.

Bij alle mogelijke P-i combinaties zijn er voor alle probitfuncties gebieden aan te geven waar of de druk P, of de impuls i maatgevend is. In het volgende overzicht wordt hier nader op ingegaan.

1. Lichte schade

De druk bepaalt de schade indien de impuls groter is dan ongeveer 290 Pa.s:

Kans (%)	P _s (kPa)
10	1,3
50	4,6
90	17,5

Is de druk groter dan 17,5 kPa dan bepaalt de impuls de schade:

Kans (%)	i (Pa.s)
10	40
50	110
90	290

2. Schade aan de constructie

Drukgebied (i > 460 Pa.s)

Kans (%)	P _s (kPa)
10	10
50	17,5
90	40

Impulsgebied (P_s > 40 kPa)

Kans (%)	i (Pa.s)
10	170
50	290
90	460

3. Instorten

Drukgebied ($i > 770 \text{ Pa.s}$)

Kans (%)	P_s (kPa)
10	17,5
50	40
90	85

Impulsgebied ($P_s > 85 \text{ kPa}$)

Kans (%)	i (Pa.s)
10	290
50	460
90	770

Voor de overige combinaties van druk en impuls bepalen beide de hoeveelheid schade.

B. Schade aan gebouwen hoger dan vier verdiepingen

Voor het optreden van schade aan gebouwen hoger dan vier verdiepingen zijn de functies voor lichte en schade aan de constructie identiek aan de functies voor lage gebouwen. Voor de kans op instorten bij hoge gebouwen worden twee functies gegeven. De keuze tussen de twee is afhankelijk van de vorm van de blast ((66 t/m (69)).

De invloed van de schematisatie van de blast tot een driehoekig verloop is na te gaan door de werkelijke vorm van het drukverloop te substitueren in het één-massa-veersysteem.. De invloed zal waarschijnlijk het grootst zijn bij de van een gasexplosie afkomstige drukgolf, waar een groot scala van drukverlopen op kan treden. Wat overigens de drukgolfvorm bij een explosie zal zijn is ook moeilijk voorspelbaar zodat het altijd de vraag zal zijn welke precieze vorm in rekening moet worden gebracht. De kans op een bepaalde hoeveelheid schade voor beide golfvormen wordt bepaald door een geschaalde druk, een geschaalde impuls en de ductiliteit van de te beschouwen constructie.

1. Invloed ductiliteit

Erg weinig is bekend over de ductiliteit van gebouwen. Bij de kansbepaling is er van uitgegaan dat in het algemeen een gemiddelde waarde van 5 voor de ductiliteit van gebouwen kan worden aangehouden, zodat bij de druk-impuls-combinatie die een ductiliteit van 5 vereist om instorten te voorkomen toch 50% instorting zal optreden. Ook is er van uitgegaan dat indien een ductiliteit van 1 wordt vereist er 10% kans op instorten bestaat en 90% kans bij een vereiste ductiliteit van 10.

De invloed van de ductiliteit is van belang in het impulsgebied van de uitwerking van een schok- en een drukgolf (Figuren 4.9 en 4.10). Is van een bepaalde constructie de ductiliteit 10 in plaats van 5 dan zal bij de van belang zijnde druk-impuls-combinatie de kans op instorten van bijvoorbeeld 90% naar 50% gaan.

2. Invloed druk en impuls

De druk- en impulsgebieden zijn voor een schokgolf, volgens de probit functies (66) en (67):

Drukgebied ($\bar{i} > 10$)

Kans (%)	\bar{P}
10	0,65
50	0,9
90	1,2

Impulsgebied ($\bar{P} > 4$)

Kans (%)	\bar{i}
10	2,6
50	3
90	3,5

Bij de drukgolf is geen echt drukgebied te onderscheiden. Voor alle waarden voor de ductiliteit (dus kans) gaat de geschaalde druk naar 1. De uitwerking wordt bepaald door de geschaalde impuls indien de geschaalde druk groter is dan ongeveer 3 (impulsgebied).

De geschaalde druk en impuls worden bepaald door parameters van de blast (druk en impuls) en door de statische sterkte en eigenfrequentie van de constructie.

In de inleiding is reeds ingegaan op de moeilijke bepaling van de blastparameters. Nu zal nader op de invloed van de constructieparameters worden ingegaan.

3. Invloed eigenfrequentie

Een formule waarmee op globale wijze de eigenfrequentie kan worden bepaald, wordt gegeven door (29). Figuur 5.4 geeft een inzicht in de spreiding, 50% afwijking van het gemiddelde kan al snel optreden. Wel worden ook andere formules gegeven voor bepaalde typen constructies zodat verwacht mag worden dat daar een geringere spreiding op zal treden.

De eigenfrequentie is alleen bij de geschaalde impuls van belang en de invloed van een variatie is dan ook het grootst in het impulsgebied. Bestaat in het impulsgebied een kans van 50% op instorten dan zal bij een variatie van de eigenfrequentie van 50% de kans op instorten variëren van kleiner dan 10% tot groter dan 90%.

Opgemerkt moet worden dat de probitfuncties benaderingen zijn van de Figuren 4.9 en 4.10. In het gebruikte voorbeeld zal bij gebruik van deze figuren een 50% verandering van de eigenfrequentie tot gevolg hebben dat de kans op instorten varieert tussen 10 en 90%.

In het algemeen zullen druk-impuls-combinaties afkomstig van gaswolkexplosies in het drukgebied liggen, zodat de invloed van de eigenfrequentie daar veel minder is.

4. Invloed statische sterkte

De nog te beschouwen parameter is de statische sterkte van de constructie. De statische sterkte is van invloed op de geschaalde impuls en de geschaalde druk. Daar de invloed op de geschaalde impuls even groot is als de eigenfrequentie (zie (19)) zal een 50% variatie in de statische sterkte ook grote gevolgen hebben voor de kans op instorten, voor alle druk-impuls-combinaties.

De spreiding in de statische sterkte wordt mede veroorzaakt door de spreiding in materiaalsterkte. Een schatting voor deze spreiding bedraagt 10 à 25%. Nagegaan zal worden de invloed van een 25% variatie in de statische sterkte voor de kans op instorten voor een druk-impuls-combinatie die niet in het druk- of impulsgebied ligt. Een dergelijke combinatie is $\bar{P} = 2$ en $\bar{i} = 3$ (Figuur 4.9). De kans op instorten bedraagt 20%. Voor $\bar{P} = 2,5$ en $\bar{i} = 3,75$ is de kans 76% en voor $\bar{P} = 1,5$ en $\bar{i} = 2,25$ is de kans kleiner dan 1%.

Bijlage VI Afgeleide van een methode om de dynamische faaldruk te bepalen voor glazen ramen

Deze bijlage beschrijft de afleiding van de simpele ontwerpmethode voor blastbestendige ramen. Deze is gebaseerd op de afleiding gemaakt door Harmanny [29].

1. Spanningen in een doorgebogen raam

Timoshenko [52] beschrijft hoe de stress in omhulsels kan worden afgeleid:

- uit de vervorming worden de buigmomenten afgeleid
- uit de buigmomenten, de spanningen
- uit de spanningen, de trekspanningen

In brosse materialen, zoals glas, wordt het falen bepaald door de hoogste trekspanning. De trekspanning zal optreden in de hoeken van het raam of in het midden.

Voor de afleiding kan worden aangenomen dat:

- het raam eenvoudig zit ingebouwd
- de vervorming hetzelfde is als de vorm van de eerste vibratie mode.
- de maximale doorbuiging gelijk is aan die van een uniform belaste plaat
- de hoogte (b) in de y-richting groter of gelijk is aan de breedte a
- x,y een rechthoekig coördinatenstelsel is, met als middelpunt de hoek links onder

De doorbuiging is:

$$\delta(x, y) = \delta_{\max} * \sin\left(\pi * \frac{x}{a}\right) * \sin\left(\pi * \frac{y}{b}\right)$$

De doorbuiging in het midden van het raam onder een uniforme druk (voor kleine doorbuigingen) wordt gegeven door [52]:

$$\delta_{\max} = \frac{\alpha * q * a^4}{D}$$

waarin q de druk is, a de lengte van het raam en D:

$$D = \frac{E * d^3}{12(1 - \nu^2)}$$

waarin E de elasticiteitsmodulus is, d de dikte van het raam en ν de Poisson ratio.

α is een factor. Harmanny [29] geeft geen functie voor deze factor maar deze kan goed worden geschat met behulp van de eerste term van zijn Fourier serie uitbreiding.

Timoshenko [52] geeft twee series (voor uniform belaste eenvoudig ingebouwde rechthoekige platen).

De serie voor de Navier oplossing is:

$$\alpha = \frac{16}{\pi^6} * \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{a}{b}\right)^2\right)^2}$$

De buig- en draaimomenten worden afgeleid van de vorm:

$$M_x(x, y) = -D * \left(\left(\frac{d^2}{dx^2} * \delta \right) + \left(\nu * \frac{d^2}{dy^2} * \delta \right) \right)$$

$$M_y(x, y) = -D * \left(\left(\frac{d^2}{dy^2} * \delta \right) + \left(\nu * \frac{d^2}{dx^2} * \delta \right) \right)$$

$$M_{xy}(x, y) = D * (1 - \nu) * \frac{d}{dx} * \frac{d}{dy} * \delta$$

Voor een lineair elastisch materiaal zonder membraanspanning is de spanning aan het oppervlak van het materiaal:

$$\sigma_x = \frac{6 * M_x}{d^2} \quad \sigma_y = \frac{6 * M_y}{d^2} \quad \tau_{xy} = \frac{6 * M_{xy}}{d^2}$$

De trekspanningen zijn:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\tau_{\max} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

Substitutie en differentiatie van de vormfunctie geeft:

$$M_x(x, y) = D * \left(\delta_{\max} * \sin\left(\pi * \frac{x}{a}\right) * \frac{\pi^2}{a^2} * \sin\left(\pi * \frac{y}{b}\right) + \nu * \delta_{\max} * \sin\left(\pi * \frac{x}{a}\right) * \sin\left(\pi * \frac{y}{b}\right) * \frac{\pi^2}{b^2} \right)$$

$$M_y(x, y) = D * \left(\delta_{\max} * \sin\left(\pi * \frac{x}{a}\right) * \sin\left(\pi * \frac{y}{b}\right) * \frac{\pi^2}{b^2} + \nu * \delta_{\max} * \sin\left(\pi * \frac{x}{a}\right) * \frac{\pi^2}{a^2} * \sin\left(\pi * \frac{y}{b}\right) \right)$$

$$M_{xy}(x, y) = D * (1 - \nu) * \delta_{\max} * \cos\left(\pi * \frac{x}{a}\right) * \frac{\pi^2}{a} * \frac{\cos\left(\pi * \frac{y}{b}\right)}{b}$$

In het midden geeft dit:

$$M_x\left(\frac{1}{2}a, \frac{1}{2}b\right) = D * \left(1 + \nu * \left(\frac{a}{b}\right)^2\right) * \delta_{\max} * \frac{\pi^2}{a^2}$$

$$M_y\left(\frac{1}{2}a, \frac{1}{2}b\right) = D * \left(1 + \nu * \left(\frac{b}{a}\right)^2\right) * \delta_{\max} * \frac{\pi^2}{b^2}$$

$$M_{xy}\left(\frac{1}{2}a, \frac{1}{2}b\right) = 0$$

Dit geeft voor de trekspanning in het midden:

$$\sigma_1 = \sigma_x = \frac{6M_x}{d^2} = 6\pi^2 * \alpha * q * \left(\frac{a}{d}\right)^2 * \left(1 + \nu * \left(\frac{a}{b}\right)^2\right)$$

$$\sigma_2 = \sigma_y = \frac{6M_y}{d^2} = 6\pi^2 * \alpha * q * \left(\frac{a}{d}\right)^2 * \left(\left(\frac{a}{b}\right)^2 + \nu\right)$$

Op een diagonaal zijn de momenten:

$$\begin{aligned} \text{definitie van een diagonaal: } \quad & \frac{y}{b} = \frac{x}{a} \\ & y = x * \frac{b}{a} \end{aligned}$$

$$M_x\left(x, x * \frac{b}{a}\right) = D * \left(1 + \nu * \left(\frac{a}{b}\right)^2\right) * \delta_{\max} * \frac{\pi^2}{a^2} * \sin\left(\pi * \frac{x}{a}\right)^2$$

$$M_y\left(x, x * \frac{b}{a}\right) = D * \left(1 + \nu * \left(\frac{b}{a}\right)^2\right) * \delta_{\max} * \sin\left(\pi * \frac{x}{a}\right)^2 * \frac{\pi^2}{b^2}$$

$$M_{xy}\left(x, x * \frac{b}{a}\right) = D * (1 - \nu) * \delta_{\max} * \cos\left(\pi * \frac{x}{a}\right)^2 * \frac{\pi^2}{(a * b)}$$

Dit geeft voor de spanningen:

$$\sigma_x\left(x, x * \frac{b}{a}\right) = \frac{6D}{d^2} * \left(1 + \nu * \left(\frac{a}{b}\right)^2\right) * \delta_{\max} * \frac{\pi^2}{a^2} * \sin\left(\pi * \frac{x}{a}\right)^2$$

$$\sigma_y\left(x, x * \frac{b}{a}\right) = \frac{6D}{d^2} * \left(1 + \nu * \left(\frac{b}{a}\right)^2\right) * \delta_{\max} * \sin\left(\pi * \frac{x}{a}\right)^2 * \frac{\pi^2}{b^2}$$

$$\tau_{xy}\left(x, x * \frac{b}{a}\right) = \frac{6D}{d^2} * (1 - \nu) * \delta_{\max} * \cos\left(\pi * \frac{x}{a}\right)^2 * \frac{\pi^2}{(a * b)}$$

De trekspanningen zijn:

$$\sigma_1\left(x, x * \frac{b}{a}\right) = \left(\left(\left(1 + \nu * \frac{a^2}{b^2}\right) * \frac{\pi^2}{a^2} + \left(1 + \nu * \frac{b^2}{a^2}\right) * \frac{\pi^2}{b^2}\right) * 3D * \frac{\delta_{\max}}{d^2} * \sin\left(\pi * \frac{x}{a}\right)^2\right) + \frac{3D}{d^2} * \delta_{\max} * \sqrt{\left(\left(\left(1 + \nu * \frac{a^2}{b^2}\right) * \frac{\pi^2}{a^2} - \left(1 + \nu * \frac{b^2}{a^2}\right) * \frac{\pi^2}{b^2}\right) * \sin\left(\pi * \frac{x}{a}\right)^2\right)^2 + \left(2(1 - \nu) * \cos\left(\pi * \frac{x}{a}\right)^2 * \frac{\pi^2}{(a * b)}\right)^2}$$

$$\sigma_2\left(x, x * \frac{b}{a}\right) = \left(\left(\left(1 + \nu * \frac{a^2}{b^2}\right) * b^2 + \left(1 + \nu * \frac{b^2}{a^2}\right) * a^2\right) * \frac{3D}{d^2 * a^2 * b^2} * \delta_{\max} * \sin\left(\pi * \frac{x}{a}\right)^2 * \pi^2\right) + (-1) * \sqrt{\left(\left(\left(1 + \nu * \frac{a^2}{b^2}\right) * b^2 - \left(1 + \nu * \frac{b^2}{a^2}\right) * a^2\right) * \frac{3\pi^2 * D}{(d^2 * a^2 * b^2)} * \delta_{\max} * \sin\left(\pi * \frac{x}{a}\right)^2\right)^2 + 36 * \frac{D^2}{d^4} * (1 - \nu)^2 * \delta_{\max}^2 * \cos\left(\pi * \frac{x}{a}\right)^4 * \frac{\pi^4}{(a^2 * b^2)}}$$

In de hoek is dit:

$$\sigma_1(0,0) = \frac{6}{d^2} * (\alpha * q * a^4) * (1 - \nu) * \frac{\pi^2}{(a * b)}$$

$$\sigma_2(0,0) = \frac{-6}{d^2} * (1 - \nu) * (\alpha * q * a^4) * \frac{\pi^2}{(a * b)}$$

2. Overgang

Nowee en Harmanny [29] kwamen er dankzij experimenten achter dat de spanning in het midden van een plaat veroorzaakt wordt door buigen en dat deze af zal nemen als het membraanefect groter wordt. De spanning in de hoek wordt bijna niet beïnvloed door het membraanefect.

Harmanny gebruikt de volgende benadering om dit te ondervangen.

Als er geen doorbuiging is dan is de stress in het midden het grootste.

Boven een bepaalde doorbuiging, ook wel de kritische doorbuiging genoemd, wordt de stress in de hoeken het belangrijkste.

Voor het gebied tussen geen doorbuiging en de kritische doorbuiging wordt gebruik gemaakt van een lineaire interpolatie tussen de spanning in de hoek en het midden.

Het moet wel gezegd worden dat dit een nog al grove benadering is van het membraanefect op de

buigspanning.

Kritische doorbuiging

Harmanny bereedeneerde dat de kritische doorbuiging op de volgende manier benaderd kan worden:

$$\delta_{kr} = 6 \left(\frac{b}{a} \right)^{\frac{3}{2}} * d$$

als $b \geq a$

Door uitvoering van experimenten vond Harmanny de waarde 6 voor vierkanten platen (glas en polycarbonaat). De invloed van de breedte-hoogte ratio is echter moeilijk te kwantificeren. Een complexe redenering leidde tot de macht 3/2.

Deze vergelijking moet worden beschouwd als een eenvoudige benadering van de invloed van het membraaneffect.

Afleiding van de overgangsfactor

Harmanny gebruikt een aangepaste versie van de vergelijking voor de spanning in de hoek:

$$\sigma = \frac{6\pi^2}{d^2} * \alpha * f * q * \frac{a^3}{b} * (1 - \nu)$$

waarin f een factor is die 1 is wanneer de doorbuiging groter is dan de kritische doorbuiging.

$$f\left(\frac{\delta}{d} = \frac{\delta_{kr}}{d}\right) = 1$$

Als er geen doorbuiging is, dat is de spanning gelijk aan de spanning in het midden:

$$\frac{6\pi^2}{d^2} * \alpha * f * q * \frac{a^3}{b} * (1 - \nu) = 6\pi^2 * \alpha * q * \left(\frac{a}{d}\right)^2 * \left(1 + \nu * \left(\frac{a}{b}\right)^2\right)$$

dus

$$f\left(\frac{\delta}{d} = 0\right) = \lambda$$

waarin:

$$\lambda = \frac{b}{a} * \frac{\left(1 + \left(\frac{a}{b}\right)^2 * \nu\right)}{(1 - \nu)}$$

Voor de tussenliggende doorbuigingen wordt een lineaire interpolatie van tussen deze waarden gebruikt:

$$f\left(\frac{\delta}{d}\right) = \lambda + (1 - \lambda) * \frac{\delta}{\delta_{kr}} \quad \text{voor} \quad 0 \leq \frac{\delta}{d} \leq \frac{\delta_{kr}}{d}$$

Herschreven geeft dit:

$$f\left(\frac{\delta}{d}\right) = 1 + \left(\frac{\lambda - 1}{\left(\frac{\delta_{kr}}{d}\right)}\right) * \left(\frac{\delta_{kr}}{d} * \frac{\delta}{d}\right)$$

Harmanny gebruikt de benadering:

$$\left(\frac{\lambda - 1}{\left(\frac{\delta_{kr}}{d}\right)}\right) = \frac{1}{9}$$

welke geldt voor glas met een Poisson ratio van 0,25

3. Een alternatieve methode

De interpolatie methode die gebruikt wordt door Harmanny heeft ernstige nadelen voor rechthoekige platen. Deze voorspelt voor toenemende plaatdikte een plotselinge sprong in de faaldruk bij de overgang. Verder is er een iteratie methode nodig voor het oplossen van de faaldruk.

Daarom wordt hieronder een andere interpolatie methode voorgesteld welke is gebaseerd op het interpoleren van de faaldruk in plaats van de spanning.

De druk waarbij de kritische doorbuiging, q_{kr} , wordt bereikt, is:

$$\delta_{kr} = 6 \left(\frac{b}{a}\right)^{\frac{3}{2}} * d = \frac{\alpha * q_{kr} * a^4}{D}$$

Dit resulteert in:

$$q_{kr} = 6 \left(\frac{b}{a} \right)^{\frac{3}{2}} * \frac{D * d}{\alpha * a^4}$$

De druk waarbij de buigspanning (zonder correctie voor membraanefecten) de faalspanning, f_t , bereikt is:

$$\sigma_{midden} = f_t = 6\pi^2 * \alpha * q * \left(\frac{a}{d} \right)^2 * \left(1 + \nu * \left(\frac{a}{b} \right)^2 \right)$$

Dit geeft:

$$q_{midden} = \frac{f_t}{6\pi^2 * \alpha * \left(\frac{a}{d} \right)^2 * \left(1 + \nu * \left(\frac{a}{b} \right)^2 \right)}$$

De druk waarbij de spanning in de hoek de faalspanning, f_t , bereikt, is:

$$\sigma_{hoek} = f_t = \frac{6\pi^2}{d^2} * \alpha * q * \frac{a^3}{b} * (1 - \nu)$$

Dit geeft:

$$q_{hoek} = \frac{f_t}{\frac{6\pi^2}{d^2} * \alpha * \frac{a^3}{b} * (1 - \nu)}$$

Interpolatie voor wanneer de druk lager is dan de druk nodig voor kritische doorbuiging, geeft:

$$q = q_{midden} + \frac{q_{midden}}{q_{kr}} * (q_{hoek} - q_{midden})$$

Dit alternatief is beter dan de Harmanny methode. Er kan nog steeds een reductie in de faaldruk voorkomen wanneer de plaatdikte toeneemt maar het is echter niet zo extreem als bij de Harmanny methode. De alternatieve vergelijkingen zijn ook makkelijker numeriek op te lossen. Het nadeel is echter dat de dynamische faalstress van glas werd afgeleid met de Harmanny methode. Voor deze nieuwe methode moet dat opnieuw gedaan worden.

4. Afgeleide van de dynamische faalspanning voor glas

De dynamische faalstress voor glas wordt afgeleid uit de explosie simulatietesten op 137 raamplaten van verschillende afmetingen uitgevoerd door het Prins Maurits laboratorium van TNO in de jaren '70 en '80 [Covert, 1976], [Verhagen, 1991]. De uitkomst van deze testen was de gemiddelde piekoverdruk waarbij de platen faalden (gemiddelden voor sets ruiten met dezelfde afmetingen). Deze overdruk wordt vermenigvuldigd met de dynamische belastingsfactor ('Dynamic load factor': DLF), dit levert de statische druk op die dezelfde doorbuiging en spanningen zou geven in de ruiten.

Hierna wordt de spanning in de ruit berekend met de bovenstaande methode. Dit geeft de spanningen waarbij de ruiten falen. Voor een correct resultaat wordt zowel de Harmanny methode als de alternatieve methode gebruikt.

Uit de tabel die dit oplevert, waarin de faalspanning is uitgezet als een functie van de afmeting, kan een algemene functie voor de faalstress worden afgeleid.

De dynamic load factor (DLF)

De DLF is een functie van de vorm van de belasting (in deze gevallen, een driehoekige explosie belasting) en de relatieve duur van de belasting.

De eerste normale frequentie van de plaat:

$$f_1 = \frac{\pi}{2} * \left(\frac{1}{a^2} * \frac{1}{b^2} \right) * \sqrt{\frac{E * d^3}{12(1-\nu^2)} * \frac{1}{\rho * d}}$$

Duur van de overdruk: $t_d = 40ms$

De relatieve duur: $t_d * f_1$

De DLF kan bepaald worden aan de hand van een grafiek (Figuur 5-5) of numeriek door de interpolatie uit een tabel. De equivalente statische druk, q, is dan:

$$q = DLF * p_{piek}$$

waarin p_{piek} de piekoverdruk is die nodig is voor het falen van de ruiten in de explosie overdruk simulator.

De stress in de plaat

De stress in de ruit wordt berekend met behulp van de volgende materiaal gegevens en vergelijkingen.

Voorbeeld van een stress berekening

De afmetingen van de plaat:

Hoogte (a)	: 0,365 m
Breedte (b)	: 0,765 m
Dikte (d)	: 4 mm

Waargenomen equivalente statische faaldruk:

$$Q_{plaat} = 22,1 \text{ kPa}$$

Materiaalgegevens van het glas:

Elastische modulus E = 75 GPa
Poisson ratio v = 0,25

Vergelijkingen:

Factoren voor het berekenen van de maximale doorbuiging

$$D = \frac{E * d^3}{12(1 - \nu^2)}$$
$$\alpha = \frac{16}{\pi^6} * \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{a}{b}\right)^2\right)^2}$$

de maximale doorbuiging

$$\delta(q) = \frac{\alpha * q * a^4}{D}$$

de kritische doorbuiging

$$\delta_{kr} = 6 \left(\frac{b}{a}\right)^{\frac{3}{2}} * d$$

Als de doorbuiging groter is dan de kritische doorbuiging dan wordt voor de spanning de spanning in de hoek genomen. Spanning in de hoek:

$$\sigma_{hoek}(q) = \frac{6\pi^2}{d^2} * \alpha * q * \frac{a^3}{b} * (1 - \nu)$$

Als de doorbuiging kleiner is kan de spanning niet expliciet afgeleid worden. De spanning werd gevonden door het itereren van de faalspanning totdat de faaldruk bereikt werd.

Spanning in het midden vanwege doorbuiging (kleine doorbuiging theorie):

$$\sigma_{midden}(q) = 6\pi^2 * \alpha * q * \left(\frac{a}{d}\right)^2 * \left(1 + \nu * \left(\frac{a}{b}\right)^2\right)$$

$$q_{midden}(f_t) = \frac{f_t}{6\pi^2 * \alpha * \left(\frac{a}{d}\right)^2 * \left(1 + \nu * \left(\frac{a}{b}\right)^2\right)}$$

$$q_{hoek}(f_t) = \frac{f_t}{\frac{6\pi^2}{d^2} * \alpha * \frac{a^3}{b} * (1 - \nu)}$$

$$q_{kr} = 6 \left(\frac{b}{a} \right)^{\frac{3}{2}} * \frac{D * d}{\alpha * a^4}$$
$$q(f_t) = q_{midden}(f_t) + \frac{q_{midden}(f_t)}{q_{kr}} * (q_{hoek}(f_t) - q_{hoek}(f_t))$$

Na iteratie geeft dit de volgende oplossing

Geschatte waarde $f_t = 50$ MPa

$$f_t = \sqrt{((q(f_t) - q_{ruit}), f_t)}$$

$$f_t = 104,014 \text{ Mpa}$$

Harmanny methode:

$$\lambda = \frac{b}{a} * \frac{\left(1 + \left(\frac{a}{b} \right)^2 * \nu \right)}{(1 - \nu)}$$

$$f(q) = 1 + \left(\frac{\lambda - 1}{\left(\frac{\delta_{kr}}{d} \right)} \right) * \left(\frac{\delta_{kr}}{d} * \frac{\delta(q)}{d} \right)$$

$$\sigma_{Harmanny}(q) = \frac{6\pi^2}{d^2} * \alpha * f(q) * q * \frac{a^3}{b} * (1 - \nu)$$

Uitkomsten

$$a = 0,365 \text{ m}$$

$$b = 0,765 \text{ m}$$

$$d = 4 \text{ mm}$$

$$\frac{\delta(q_{ruit})}{\delta_{kr}} = 0,139$$

$$\sigma_{hoek}(q_{ruit}) = 43,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{midden}(q_{ruit}) = 127,181 \text{ MPa}$$

$$f_t = 104,014 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Harmanny}(q_{ruit}) = 115,454 \text{ MPa}$$

Verrassend is dat de nieuwe interpolatie methode en de Harmanny methode praktisch dezelfde resultaten produceerden. Beide correleerden beter met de gegevens dan zowel de hoekspanning als de spanning in het midden. De spreiding was echter groot.

Enkele gegevens voor grotere platen, die niet beschikbaar voor Harmanny, werden toegevoegd. Deze gaven aan dat de zwakke correlatie met het ruitoppervlak, gevonden door Harmanny, niet echt is. De correlatie met de ruitdikte is nog steeds hetzelfde. Verder werd nog een correlatie gevonden voor b/a . De afgeleide vergelijking voor de faalspanning is dan:

$$f_t = 14,9 * \left(\frac{d}{m}\right)^{-0,32} * \left(\frac{b}{a}\right)^{0,47}$$

Met deze functie is het verschil tussen de voorspelde faaldruk en de gemeten faaldruk gemiddeld ongeveer 10%, met uitschieters tot 20%.

Het moet vermeld worden dat hoewel de correlatie uitgedrukt wordt in de faalspanning het toch waarschijnlijker is dat de correlatie betrekking heeft op het membraaneffect, dat niet is meegenomen in de berekeningsmethode.

5. Samenvatting

De trekspanningen in de ruit zijn afgeleid met behulp van de volgende aannamen en condities:

- het raam eenvoudig zit ingebouwd
- de vervorming hetzelfde is als de vorm van de eerste vibratie mode.
- de maximale doorbuiging gelijk is aan die van een uniform belaste plaat
- de hoogte (b) in de y-richting groter of gelijk is aan de breedte a

De factor α die nodig is om de maximale doorbuiging te berekenen werd geschat.

In een doorbuigende ruit bevinden de hoogste trekspanningen zich in de hoeken of in het midden.

Nowee en Harmanny observeerden tijdens verscheidene experimenten dat de spanning in het midden van een ruit het gevolg is van buigen en dat dit afneemt zodra het membraaneffect groter wordt. De spanning in de hoek wordt nauwelijks beïnvloed door het membraaneffect. De volgende benadering is gebruikt om dit mee te nemen:

- Wanneer er geen doorbuiging is dan is de buigspanning in het midden het hoogste
- Boven een bepaalde doorbuiging, ook wel de kritische doorbuiging genoemd, is de spanning in de hoek bepalend.
- Voor het gebied tussen geen doorbuiging en de kritische doorbuiging wordt een lineaire interpolatie tussen de spanning in de hoek en het midden gebruikt.

Het moet wel gezegd worden dat dit een nog al grove benadering is van de relatie tussen het membraaneffect en de buigspanning. Deze vergelijking moet worden beschouwd als een eenvoudige benadering van de invloed van het membraaneffect.

Gebaseerd op deze methode zijn de spanningen in de ruiten, die faalden onder een explosiebelasting, bepaald. Uit deze data werd een functie voor de faalspanning afgeleid. Deze past de methode aan de experimentele data en corrigeert daardoor enkele benaderingen die gemaakt waren.

De experimenten zijn gedaan op nieuw onbeschadigd glas. De literatuur voorspelt een daling in de sterkte van de glasplaten als zij krassen krijgen.

Bijlage VII Overzicht probitrelaties

Instorten gebouwen hoger dan 4 verdiepingen:

Schokgolf

$$\text{Pr} = 5 - 2,92 \cdot \ln V$$

$$V = \left(\frac{0,9}{P} \right)^{1,4} + \left(\frac{3}{i} \right)^{2,7}$$

Druk golf

$$\text{Pr} = 5 - 2,14 \cdot \ln V$$

$$V = \left(\frac{1,25}{P} \right)^{1,9} + \left(\frac{3}{i} \right)^{2,5}$$

Kans op ruitbreuk:

Oud (voor 1975)

$$\text{Pr} = -11,97 + 2,12 \cdot \ln P_s$$

Nieuw (na 1975)

$$\text{Pr} = -16,58 + 2,53 \cdot \ln P_s$$
