# Renovatie en aanpassing van woongebouwen, de analyse van de draagconstructie

11-02-2014

ir. M.W. Kamerling, m.m.v. ir.J.C. Daane

Renovatie winkelpand, Woerden

Inhoud

**Inleiding**
In dit dictaat wordt de renovatie van een bestaand woongebouw beschreven. De levensduur van een gebouw kan aanmerkelijk verlengd worden als de constructie zo ontworpen wordt dat deze eenvoudig kan worden aangepast aan de, in de loop van de tijd, veranderende wensen en eisen. In de praktijk worden gebouwen doorgaans zo ontworpen dat deze voldoen aan de wensen en eisen van de opdrachtgevers en de eerste gebruikers. Daar iedere voorziening voor een latere verandering een extra beslag op het budget legt, worden meestal geen extra voorzieningen opgenomen voor latere aanpassingen. Een architect die de opdracht krijgt om een gebouw te renoveren, zal willen weten wat het draagvermogen is van de constructie. In eerste instantie zal de huidige staat van de constructie moeten worden vastgesteld. Verder zal worden onderzocht hoe de constructie de belastingen afvoert en op welke belastingen deze is ontworpen.
In de loop van de tijd veranderen de normen en eisen. Vroeger rekende men met een lagere nuttige belasting voor woningen dan nu. Men zal moeten nagaan of de belastingen volgens de huidige normen veilig kunnen worden afgevoerd en of de constructie extra draagvermogen heeft om veranderingen mogelijk te maken. Heeft de constructie geen extra draagvermogen dan zal men deze moeten versterken en verstijven. De kosten voor het aanpassen van een constructie kunnen bepalend zijn voor het al dan niet doorgaan van een renovatie.

**Fasering**
Het onderzoek naar de kwaliteit van de draagconstructie bestaat uit een inspectie en een analyse:

<u>Inspectie</u>

Onderzoek de staat van onderhoud van de constructie. Inspecteer de constructie op compleetheid en gebreken als een aantasting door corrosie, scheurvorming, onacceptabele vervormingen, scheefstand, verzakkingen.

<u>Analyse</u>
De analyse van het draagvermogen van het gebouw kent de volgende fasen:

Fase 1: <u>Analyse van de belastingafdracht en het draagvermogen</u>.
Bepaal de belastingen, horizontaal als verticaal, waarop de constructie is ontworpen en bepaal hoe deze belastingen worden afgevoerd naar de fundering. Bepaal het draagvermogen van de constructie volgens de huidige inzichten en normen. Bepaal of de constructie extra draagvermogen heeft.

Fase 2: <u>Analyse van het nieuw ontwerp.</u>
Bepaal welke belastingen op de constructie aangrijpen en hoe deze belastingen kunnen worden afgevoerd naar de fundering.

Fase 3: <u>Aanpassingen</u>
Vergelijk de belastingafdracht voor het oorspronkelijk en nieuw ontwerp. Bepaal waar de constructie en welke onderdelen zwaarder belast en aangepast moeten worden. Bedenk dat bij een belastingtoename op een constructie element ook de ondersteuningen zwaarder belast zullen worden. De belastingen moeten hoe dan ook altijd naar de fundering worden afgevoerd.

Fase 4: <u>Versterken en verstijven</u>
Bepaal voor de aan te passen constructies de wijze van versterken en verstijven ten aanzien van de uitvoeringsmethode en de krachtsafdracht.

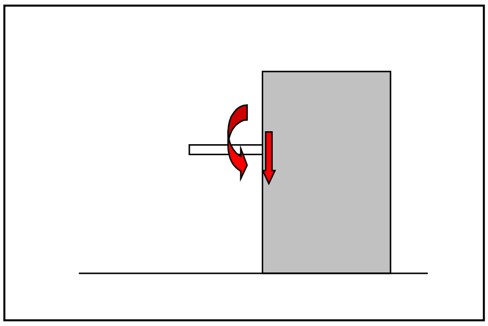
**Beperkt extra draagvermogen**
Voor een constructie met een beperkt reserve draagvermogen zal men alternatieven moeten bedenken zodat de belastingen op de bestaande constructie gering zijn. Zo werd voor het kantoorgebouw De Brug in Rotterdam voor Unilever een zelfstandige constructie bedacht die niet op de bestaande gebouwen rust maar een eigen draagconstructie heeft.

*Figuur 1: Kantoorgebouw De Brug in Rotterdam*

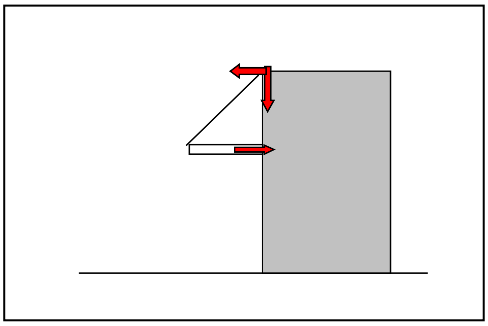
Voorbeeld

Aan een bestaand woongebouw wil men balkons ophangen. De constructie heeft slechts een beperkt draagvermogen. Voor de constructie van een balkon worden de volgende alternatieven bedacht:

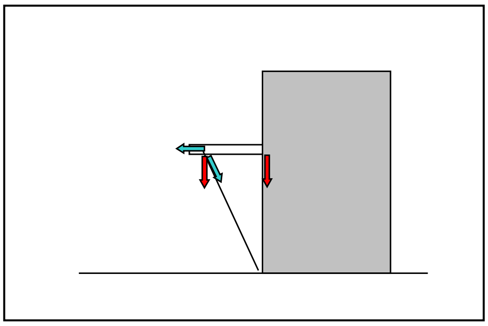
A uitkraging: De vloer wordt belast met een moment + verticale kracht. De verticale kracht belast ook de wanden en de fundering;



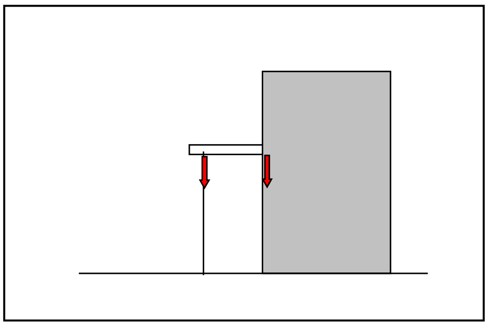
B trekstang: De vloeren worden belast met een horizontale en een verticale kracht. Deze krachten belasten ook de wanden en de fundering;



C schoor: De vloeren worden belast met een horizontale en een verticale kracht. Deze krachten belasten ook de wanden. De fundering wordt belast met een verticale kracht;



D kolom: De vloeren, wanden en fundering worden belast met deel van de verticale belasting van het balkon De kolom vergt een extra paalfundering



## Draagvermogen en belastingfactoren.

Een constructie moet bruikbaar en veilig zijn, zowel de bruikbaarheid als de uiterste grenstoestand mag niet worden overschreden. Voor de uiterste grenstoestand worden de belastingen met een belastingfactor vermenigvuldigd en de materiaaleigenschappen met een materiaalfactor gereduceerd. Om bruikbaar te zijn moeten de vervormingen en hoekverdraaiingen kleiner zijn dan de voorgeschreven waarden. Voor de bruikbaarheid grenstoestand zijn de belasting en materiaalfactoren gelijk aan 1,0.

De voorgeschreven methoden om aan te tonen dat een constructie veilig de belastingen kan afdragen zijn in de loop van de tijd sterk veranderd. Grofweg kan gesteld worden dat voor 1962 niet met belasting en materiaalfactoren maar met toelaatbare spanningen werd gerekend. In de toelaatbare spanning werd zowel de belastingfactor als de materiaalfactor verwerkt. Na 1962 werd het gebruikelijk om voor de controle van de uiterste grenstoestand met veiligheidsfactoren te rekenen. In de betonvoorschriften, GBV 1962, werd een veiligheidsfactor van $\gamma = 1{,}7$ voorgeschreven. In deze factor was zowel een belastingfactor van $\gamma_e = 1{,}5$ als een materiaalfactor van $\gamma_m = 1{,}15$ verwerkt. In de veiligheidsfactor werd geen onderscheid gemaakt tussen de permanente en veranderlijke belasting.

Sinds 1990 worden verschillende belastingfactoren voorgeschreven voor de veranderlijke en permanente belastingen. Daarnaast wordt er ook verschil in belastingfactoren voor een gunstige en ongunstige werking van een belasting. Voor de permanente belasting is de belastingfactor 1,2 indien de belasting een ongunstig effect heeft en 0,9 indien de belasting een gunstige invloed heeft. Daarnaast wordt in combinaties met een veranderlijke belasting extreem en de overige veranderlijke belastingen gereduceerd met een reductie factor $\psi$. Voor woongebouwen is de reductiefactor voor de veranderlijke belasting $\psi = 0{,}4$.

Constructies ontworpen voor 1990, die in een goede staat verkeren, hebben vaak voor de berekening van de sterkte een extra draagvermogen. Globaal kan, uitgaande van de rekenwaarde van de belastingen, het extra draagvermogen $\Delta F$ als volgt worden bepaald:

Belasting oud: $1{,}5 * (F_g + F_e) \leq R/\gamma_m$

Belasting nieuw: $1{,}2 * F_g + 1{,}5 * F_e + \Delta F \leq R/\gamma_m$

Gelijkstellen van beide vergelijkingen geeft:

$$1{,}2 * F_g + 1{,}5 * F_e + \Delta F = 1{,}5 * (F_g + F_e) \quad \rightarrow \quad \Delta F = 0{,}3 * F_g$$

In deze berekening is geen rekening gehouden met een verhoging van de veranderlijke belasting, voor woningbouw van 1,5 kN/m$^2$ naar 1,75 kN/m$^2$.

**Voorbeeld, berekening van het extra draagvermogen van een vloer**

Een betonnen vloer C20/25 met een dikte h = 150 mm wordt gerenoveerd. De vloer is vrij opgelegd, de overspanning is 4,8 m. We rekenen met een breedte van 1,0 m.

Gegevens:

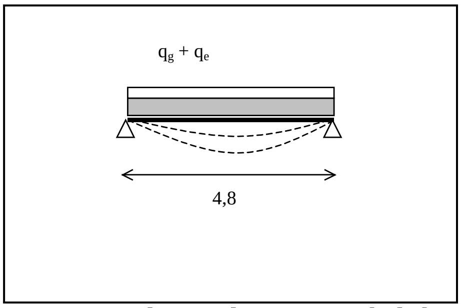
Elasticiteitsmodulus, tijdens de bouw, t = 0: $E_c = 30000$ N/mm$^2$, kruipfactor $\phi = 3$

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Oorspronkelijke belastingen (oud) | veranderlijke belasting: | $p_e =$ 1,5 kN/m$^2$ | | |
| | permanent: | | | |
| | eigen gewicht: | $p_g = 0{,}15 * 24 =$ | 3,6 | kN/m$^2$ |
| | afwerking: | $p_g =$ | 0,8 | kN/m$^2$ |
| | totaal permanent: | $pq_g =$ | 4,4 | kN/m$^2$ |

Nieuw: momenteel is de voorgeschreven veranderlijke belasting $p_e =$ 1,75 kN/m$^2$

Kan de permanente belasting worden verhoogd?

*Figuur 2: Vloer opgelegd op twee steunpunten*




Bereken de vervorming en de rekenwaarde van de spanningen volgens de oorspronkelijke en de huidige voorschriften voor de plaat met een breedte van 1,0 m.

Kwadratisch oppervlakte moment: $I = b.h^3/12 = 1000.150^3/12 = 2{,}8125*10^8 = mm^4$
Weerstandsmoment: $W = 1000*150^2/6 = 3{,}75 * 10^6\ mm^3$

<u>Oude situatie, berekening met belastingfactor $\gamma = 1{,}5$</u>
Rekenwaarde belasting: $q_d = 1{,}5 * (3{,}6 + 0{,}8 + 1{,}5) = 8{,}9$ kN/m

Rekenwaarde moment: $M_d = 8{,}9 * 4{,}8^2/8 = 25{,}6$ kNm

Rekenwaarde spanning: $\sigma_d = M_d/W = 25{,}6 * 10^6/(3{,}75*10^6) = 6{,}8\ N/mm^2$

Vervorming van de vloer, deze is tweezijdig opgelegd: $u = \dfrac{5 * q.l^4}{384\ EI}$

Onmiddellijke vervorming: $u_{on} = \dfrac{5 * 4{,}4 * 4800^4}{384 * 30000 * 2{,}8125 * 10^8} = 3{,}6$ mm

Veranderlijke belasting: $u_{ver} = \dfrac{5 * 1{,}5 * 4800^4}{384 * 30000 * 2{,}8125 * 10^8} = 1{,}2$ mm

Kruip vervorming: $u_{kr} = \dfrac{3 * 5 * (4{,}4 + 1{,}5) * 4800^4}{384 * 30000 * 2{,}8125 * 10^8} = 14{,}5$ mm

Totale vervorming: $u_{tot} = 3{,}6 + 1{,}2 + 14{,}5 = 19{,}3$ mm $> 0{,}004 * 4800 = 19{,}2$ mm
voldoet net niet
Bijkomende vervorming: $u_{bij} = 1{,}2 + 14{,}5 = 15{,}7$ mm $< 0{,}003 * 4800 = 14{,}4$ mm, voldoet niet

<u>Nieuwe situatie, berekening volgens de huidige voorschriften,</u>
belastingfactor veranderlijke belasting: $\gamma = 1{,}5$
belastingfactor permanente belasting; $\gamma = 1{,}2$
De veranderlijke belasting is verhoogd van 1,5 naar 1,75 $kN/m^2$

Rekenwaarde belasting: $q_d = 1{,}2 * (3{,}6 + 0{,}8) + 1{,}5 * 1{,}75 = 7{,}9$ kN/m

Rekenwaarde moment: $M_d = 7{,}9 * 4{,}8^2/8 = 22{,}8$ kNm

Rekenwaarde spanning: $\sigma_d = M_d/W = 22{,}8 * 10^6/(3{,}75*10^6) = 6{,}1\ N/mm^2$

De spanning berekend volgens de huidige voorschriften, 6,1 $N/mm^2$, is lager dan de oorspronkelijke spanning, 6,8 $N/mm^2$.

Onmiddellijke vervorming: $u_{on} = \dfrac{5 * 4{,}4 * 4800^4}{384 * 30000 * 2{,}8125*10^8} = 3{,}6$ mm

Veranderlijke belasting: $u_{ver} = \dfrac{5 * 1,75 * 4800^4}{384 * 30000 * 2,8125*10^8} = 1,4$ mm

Kruip vervorming: $u_{kr} = 3 * \dfrac{5 * (4,4 + 0,4 * 1,75)*. 4800^4}{384* 30000 * 2,8125 *10^8} = 12,5$ mm

Totale vervorming: $u_{tot} = 3,6 + 1,4 + 12,5 = 17,5$ mm $< 0,004 * 4800 = 19,2$ mm, voldoet

Bijkomende vervorming: $u_{tot} = 1,4 + 12,5 = 13,9$ mm $< 0,003 * 4800 = 14,4$ mm, voldoet

Conclusie: de spanning is lager dan de spanning in de oorspronkelijke berekening en de vervorming voldoet nu wel, de belasting kan worden verhoogd.

Extra draagvermogen

Berekening van het extra draagvermogen voor permanente belasting $\Delta q_g$. Gelijk stellen van de vergelijkingen voor de rekenwaarde van de spanningen en belastingen volgens de oorspronkelijke en huidige berekening geeft het extra draagvermogen voor de extra permanente belasting:

$$1,2 * 4,4 + 1,2 * \Delta q_g + 1,5 * 1,75 = 1,5 * (4,4 + 1,5) \quad \rightarrow \quad \Delta q_g = 0,8 \text{ kN/m}$$

Controleer de vervorming voor de nieuwe belasting:

Onmiddellijke vervorming: $u_{on} = \dfrac{5 * (4,4 + 0,8) * 4800^4}{384 * 30000* 2,8125*10^8} = 4,3$ mm

Veranderlijke belasting: $u_{ver} = \dfrac{5 * 1,75 * 4800^4}{384 * 30000 * 2,8125*10^8} = 1,4$ mm

Kruip vervorming: $u_{kr} = 3 * \dfrac{5 * (4,4 + 0,8 + 0,4 * 1,75) . 4800^4}{384 * 30000 * 2,8125 * 10^8} = 14,5$ mm

Totale vervorming: $u_{tot} = 4,3 + 1,4 + 14,5 = 20,2$ mm $> 0,004 * 4800 = 19,2$ mm, voldoet niet

Bijkomende vervorming: $u_{bij} = 1,4 + 14,5 = 15,9$ mm $> 0,003 * 4800 = 14,4$ mm, voldoet niet

De vervorming is maatgevend.

De volgende berekening laat zien dat voor de vervorming de permanente belasting kan worden verhoogd met $\Delta q_g = 0,2$ kN/m.

Onmiddellijke vervorming: $u_{on} = \dfrac{5 * (4,4 + 0,2) * 4800^4}{384 * 30000* 2,8125*10^8} = 3,8$ mm

Veranderlijke belasting: $u_{ver} = \dfrac{5 * 1,75 * 4800^4}{384 * 30000 * 2,8125*10^8} = 1,4$ mm

Kruip vervorming: $u_{kr} = 3 * \dfrac{5 * (4,4 + 0,2 + 0,4 * 1,75) . 4800^4}{384 * 30000 * 2,8125 * 10^8} = 13,0$ mm

Totale vervorming: $u_{tot} = 3,8 + 1,4 + 13,3 = 18,5$ mm $< 0,004 * 4800 = 19,2$ mm, voldoet

Bijkomende vervorming: $u_{bij} = 1,4 + 13,0 = 14,4$ mm $\leq 0,003 * 4800 = 14,4$ mm, voldoet

Conclusie:

| | | | |
|---|---|---|---|
| extra belasting | | $\Delta q_g > 0,8$ kN/m | versterk en verstijf de vloer |
| | 0,2 kN/m < | $\Delta q_g < 0,8$ kN/m | verstijf de vloer |
| | | $\Delta q_g < 0,2$ kN/m | accoord, geen extra voorzieningen nodig |

## De berekening van de belastingen op wanden en schijven

Een wand of een schijf in een woongebouw wordt belast door verticale en horizontale belastingen. De verticale belastingen worden met een gewichtsberekening gemaakt. Voor de berekening van het uiterste grensdraagvermogen worden de belastingen vermenigvuldigd met belastingfactoren. In de loop van de tijd zijn de belastingfactoren veranderd. Om belastingen op een schorende schijf te bepalen wordt onderzocht hoe de berekening van de belasting is veranderd.

**Gewichtsberekening in het verleden**

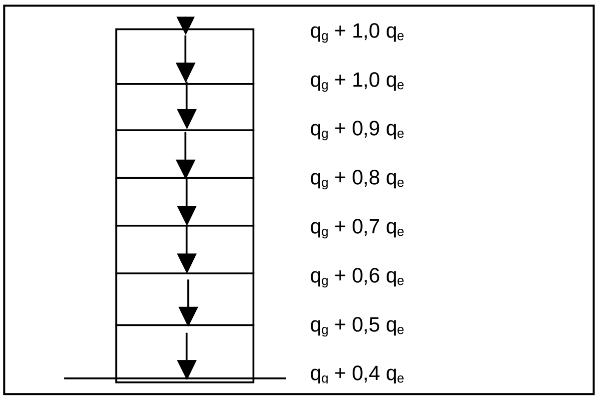
In het verleden werd anders dan nu gerekend, alle belastingen konden gelijkertijd aangrijpen. Verder rekende men met een en dezelfde belasting factor (1,5) en geen reductiefactoren voor momentane extreme belastingen. Wel werd voor de verticale veranderlijke belastingen gerekend met een reductie per vloer (TGB72). Voor de berekening van de spanningen in de schijf rekende men als volgt met een afnemende veranderlijke belastingen. Het dak en de bovenste vloer werden berekend met de volledige belasting, voor de volgende vloeren, gerekend van boven naar beneden, werd de belasting telkens met een factor 0,1 $q_e$ verlaagd tot de minimum waarde, deze is gelijk aan 0,4 $q_e$.

Voorbeeld berekening veranderlijke belastingen op een verdiepinggebouw (1972)

Veranderlijke belastingen op een woongebouw met 8 verdiepingen, het belasting oppervlak is 10 $m^2$ , de veranderlijke belasting dak was 1,0 $kN/m^2$ en de veranderlijke belasting op de vloer was 1,5 $kN/m^2$.
Berekening veranderlijke belasting volgens TGB 1972:

| | |
|---|---|
| dak: | 1,0 * 10 * 1,0 = 10,0 kN |
| $6^e$ verdieping: | 1,0 * 10 * 1,5 = 15,0 kN |
| $5^e$ verdieping: | 0,9 * 10 * 1,5 = 13,5 kN |
| $4^e$ verdieping: | 0,8 * 10 * 1,5 = 12,0 kN |
| $3^e$ verdieping: | 0,7 * 10 * 1,5 = 10,5 kN |
| $2^e$ verdieping: | 0,6 * 10 * 1,5 = 9,0 kN |
| $1^e$ verdieping: | 0,5 * 10 * 1,5 = 7,5 kN |
| begane grond: | 0,4 * 10 * 1,5 = 6,0 kN |
| op de fundering: | Q = 83,5 kN |

*Figuur 3. Berekening veranderlijke belasting (TGB72)*



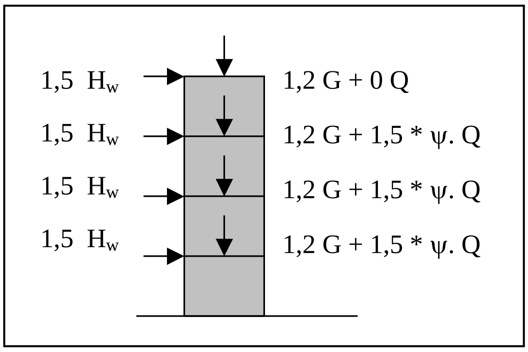
**De gewichtsberekening volgens de huidige normen**
Momenteel wordt gerekend met permanente belasting * belastingfactor + veranderlijke belasting op 2 vloeren extreem en de overige veranderlijke belastingen gereduceerd met $\psi$ (momentaan). Uiteraard moet gezocht worden naar de meest ongunstige situatie.
Voor een schijf in een woongebouw kunnen we de volgende maatgevende belastingcombinaties onderscheiden met $\gamma_g$ = 0,9 of 1,2, $\gamma_e$ = 1,5 en $\psi$ = 0,4 of 0:

A: Windbelasting + permanent ongunstig + overige extreme belastingen momentaan

1,5 * H + 1,2 * G + 1,5 * $\psi$ * Q

met: $\psi$ = 0,4 voor de ver. vloerbelasting
$\psi$ = 0 voor de veranderlijke belasting op het dak.

Deze schikking leidt vaak tot de maximale drukspanning in de schijf.

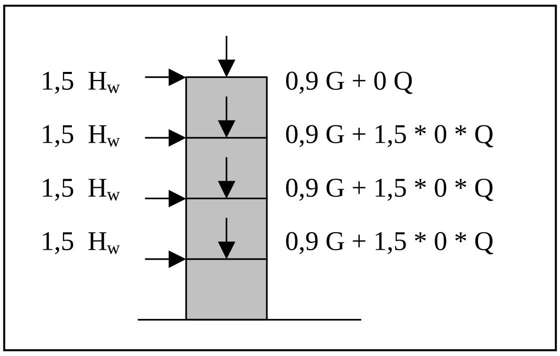



*Figuur 4: Windbelasting + permanente belasting, overige belastingen momentaan.*

B: Windbelasting + permanent gunstig + overige extreme belastingen * 0

1,5 * H + 0,9 * G + 1,5 * 0 * Q met $\psi$ = 0

Deze belasting schikking leidt vaak tot de maximale trekspanning in de wand en de fundering

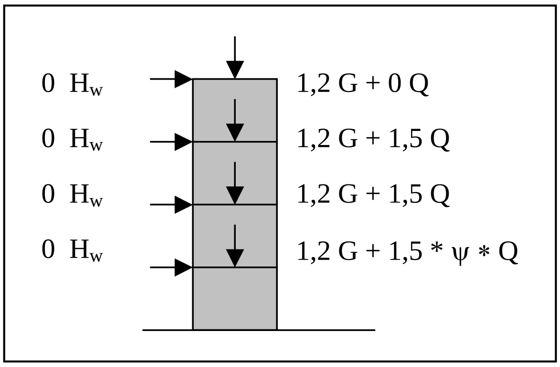



*Figuur 5: Windbelasting + permanente belasting gunstig, overige belasting momentaan.*

C: Geen windbelasting + permanent ongunstig en twee vloeren extreem, overige momentaan.

0 * H + 1,2 * G + 1,5 * Q + 1,5 * $\psi$ * Q met $\psi$ = 0,4 voor de vloeren en $\psi$ = 0 voor het dak

Deze belastingschikking geeft vaak het maximale tweede orde effect en de grootste drukspanning als de veranderlijke belasting relatief groot is ten opzichte van de permanente belasting.

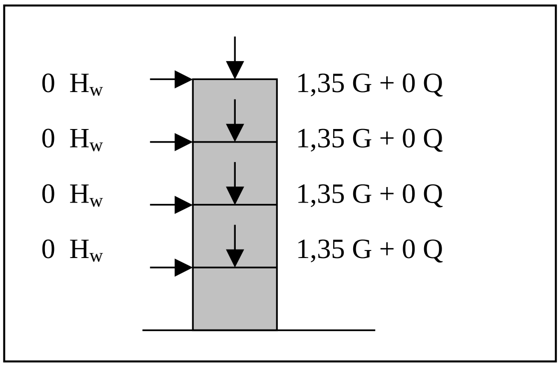



*Figuur 6: Permanente belasting + extreme veranderlijke belasting op twee vloeren, overige belastingen momentaan.*

D: alleen permanente belasting:

$0 * H + 1{,}2 * G + 0 * H + 0 * Q$

Deze belastingschikking geeft het maximale tweede orde effect en de maximale drukspanning als de permanente belasting groot is ten opzichte van de veranderlijke belasting.

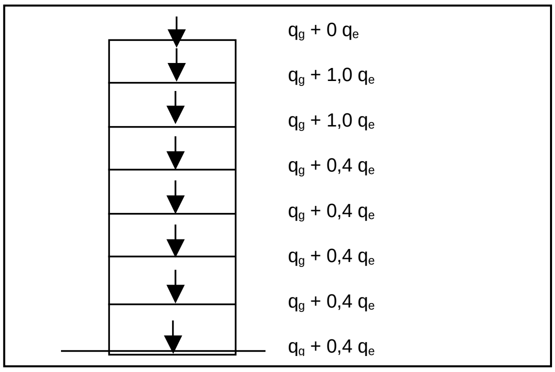



*Figuur 7: Alleen permanente belasting.*

<u>Voorbeeld huidige berekening (Eurocode)</u>

Huidige berekening van de veranderlijke belasting op de fundering van een schijf, de veranderlijke belasting is verhoogd van 1,5 kN/m$^2$ naar 1,75 kN/m$^2$, de momentane factor is gelijk aan $\psi = 0{,}4$.

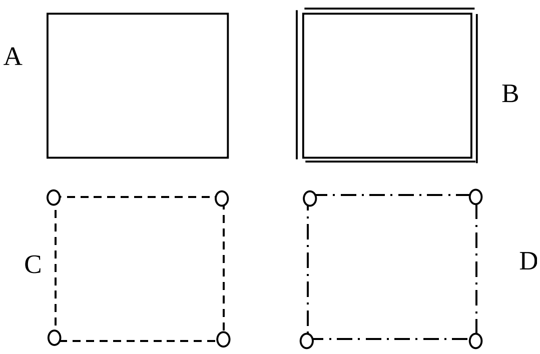
| | | |
|---|---|---|
| dak: | 0 * 10 * 1,0 = | 0 kN |
| 6$^e$ verdieping: | 1,0 * 10 * 1,75 = | 17,5 kN |
| 5$^e$ verdieping: | 1,0 * 10 * 1,75 = | 17,5 kN |
| 4$^e$ verdieping: | 0,4 * 10 * 1,75 = | 7,0 kN |
| 3$^e$ verdieping: | 0,4 * 10 * 1,75 = | 7,0 kN |
| 2$^e$ verdieping: | 0,4 * 10 * 1,75 = | 7,0 kN |
| 1$^e$ verdieping: | 0,4 * 10 * 1,75 = | 7,0 kN |
| begane grond: | 0,4 * 10 * 1,75 = | 7,0 kN |
| | Q = | 70,0 kN |




*Figuur 8: Berekening veranderlijke belasting (Eurocode)*

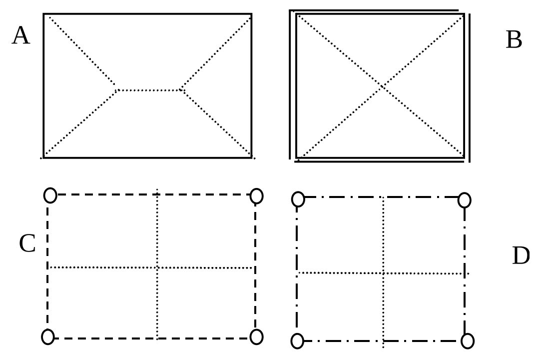
**De afdracht van de vloerbelastingen naar de ondersteuningen**

Vloeren kunnen de belasting in één of in twee richtingen afvoeren. Vloeren die in één richting spannen worden geschematiseerd als liggers op twee of meerdere steunpunten. Vloeren die in twee richtingen de belasting afdragen kunnen worden ondersteund met lijnvormige of puntvormige ondersteuningen. In de schema's worden de ondersteuningen langs de randen voor deze vloeren aangeven met een doorgetrokken lijn voor een lijnvormige scharnierende ondersteuning, een dubbele doorgetrokken lijn voor een lijnvormige momentvaste ondersteuning en met een streeplijn voor vrije, niet ondersteunde, randen.



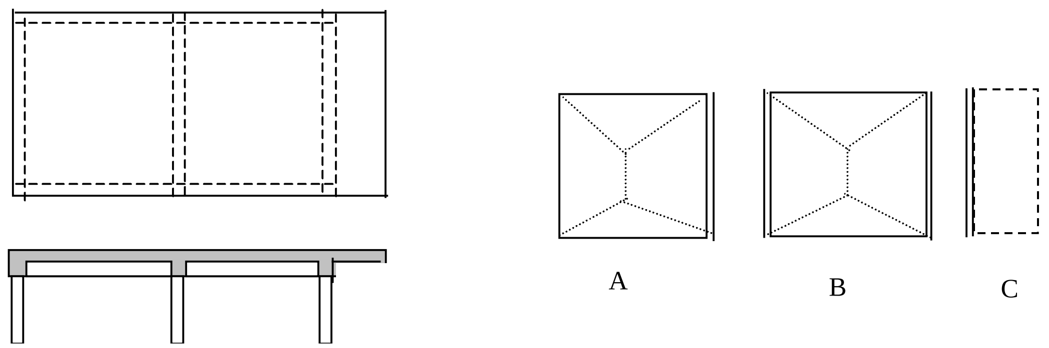

*Figuur 9: Schema's van in twee richtingen spannende vloeren:*
*A vloer lijnvormig scharnierend ondersteund, bijvoorbeeld een vloer ondersteund met randbalken;*
*B vloer lijnvormig ondersteund en ingeklemd, bijvoorbeeld een vloer monoliet verbonden met met betonwanden;*
*C vloer niet ondersteund langs de randen maar op de hoeken ondersteund met kolommen;*
*D midden veld van een puntvormig ondersteunde vloer doorgaand over meerdere velden. Deze vloer is langs de randen niet ondersteund maar wel ingeklemd.*

Randbalken worden doorgaans geschematiseerd als lijnvormige scharnierende ondersteuningen. Een betonnen wand wordt doorgaans geschematiseerd als een momentvaste ondersteuning. Een vrije rand, als bijvoorbeeld bij een uitkraging, wordt niet ondersteund. Een balk die aan weerzijden twee vloeren ondersteund wordt doorgaans als een lijnvormige momentvaste ondersteuning beschouwd.

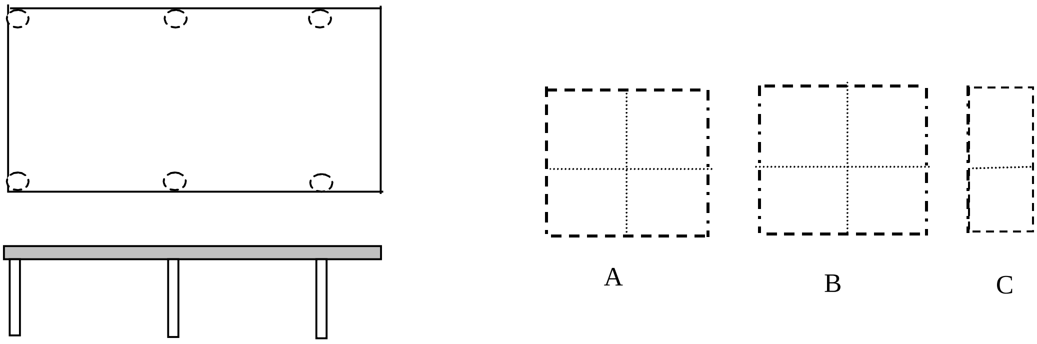



*Figuur 10: Voorbeeld belasting afdracht voor in twee richtingen spannende vloeren,*
*A vloer met lijnvormige scharnierende ondersteuningen;*
*B vloer langs de randen ingeklemd en lijnvormig ondersteund;*
*C vloer niet ondersteund langs de randen en, op de hoeken ondersteund met kolommen;*
*D middenveld van een puntvormig ondersteunde vloer doorgaand over meerdere velden.*

Een vierzijdig ondersteunde vloer draagt de vloerbelasting in twee richtingen af. De ondersteuningen worden belast met een stuk van de vloer dat de vorm heeft van een driehoek, rechthoek of parallellogram. Om de belastingen op de ondersteuningen te bepalen wordt de volgende procedure aan gehouden: bij twee gelijkwaardige ondersteuningen wordt een snijlijn uit de hoek onder 45 $^{0}$ graden, tan $\alpha$ = 1. Bij een inklemming en een scharnierende ondersteuning wordt de inklemming zwaarder belast, de hoek van de snijlijn is dan gelijk aan tan $\alpha$ = 0,6.Een vrije rand ondersteunt de vloer niet.



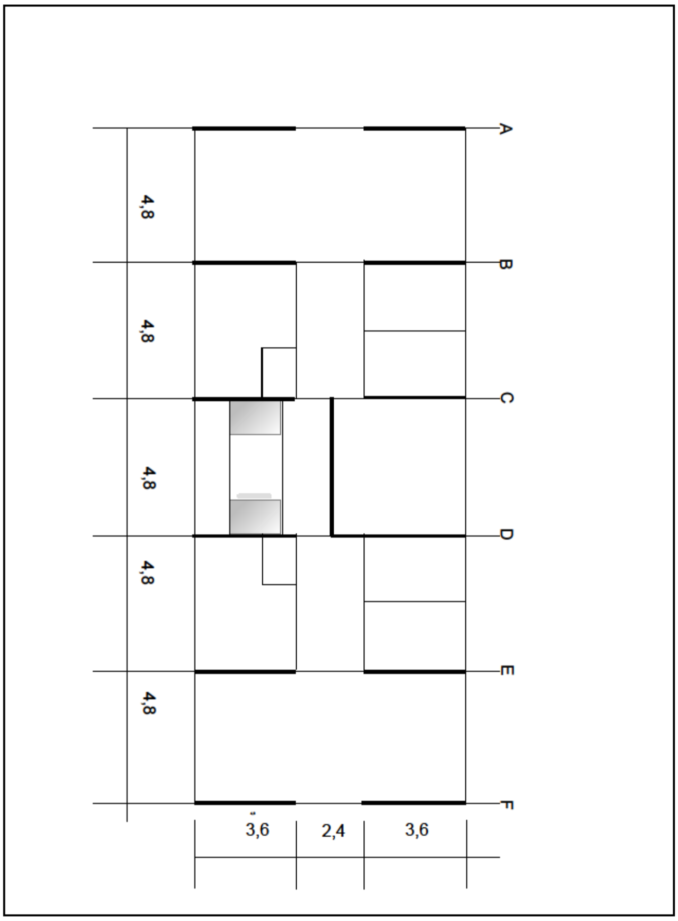

*Figuur 11: Voorbeeld: Een betonnen vloer met uitkraging wordt ondersteund met randbalken en kolommen. De vloer wordt geschematiseerd in drie delen, veld A is driezijdig scharnierend lijnvormig ondersteund, De balk tussen A en B is een lijnvormige ondersteuning, veld A en B zijn bij deze verbinding ingeklemd. Deel C is driezijdig niet ondersteund en lijnvormig ondersteund en ingeklemd bij de verbinding met veld B. Veld B is aan twee zijden scharnierend ondersteund en aan twee zijden momentvast ondersteund. De uitkraging bepaalt het moment bij de aansluiting met veld B.*




*Figuur 12: Voorbeeld: Een betonnen vloer met uitkraging wordt ondersteund met kolommen. De vloer wordt geschematiseerd in drie delen, veld A en B zijn langs de randen niet ondersteund. De rand tussen A en B is momentvast. De rand tussen B en het balkon is voor een deel momentvast. De uitkraging is momentvast verbonden met veld B. De grootte van het moment volgt uit de berekening van de uitkraging.*

### Voorbeeld Analyse draagconstructie woongebouw

Een woongebouw gelegen in een stad in het midden van Nederland moet worden gerenoveerd. Het gebouw heeft drie bouwlagen met een hoogte van 2,8 m. De constructie bestaat uit betonnen vloeren, dikte 150 mm, en gemetselde wanden, dikte 200 mm. De gevels bestaan uit houten stijlen en regels ingevuld met panelen en glasramen. De constructie is gefundeerd op betonpalen. De funderingsbalken hebben een doorsnede van 400 * 600 $mm^2$.




*Figuur 13: Tweede verdieping van het woongebouw.*

Het gebouw moeten worden aangepast aan de huidige eisen. De verhurende woningbouw vereniging wil om het woongenot te verhogen op het dak een bouwlaag toevoegen en de woningen op de eerste en tweede verdieping samenvoegen tot maisonnettes. Door deze veranderingen zullen de belasting op de draagconstructie sterk toenemen, zodat deze plaatselijk versterkt en verstijfd moeten. In deze analyse wordt onderzocht waar en hoe de constructie moet worden versterkt en verstijfd, voor deze analyse kan men de volgende fasering onderscheiden:

Fase 1: Analyse van het oorspronkelijk ontwerp. Bepaal de belastingen, horizontaal als verticaal, waarop de constructie is ontworpen en bepaal hoe deze belastingen worden afgevoerd naar de fundering. Controle van de constructie volgens de huidige normen.

Fase 2: Analyse van het de nieuw ontwerp. Bepaal welke belastingen op de constructie aangrijpen en hoe deze belastingen worden afgevoerd naar de fundering.

Fase 3: Vergelijk de belastingafdracht voor het oorspronkelijk en nieuw ontwerp. Bepaal waar de constructie en welke onderdelen zwaarder belast gaan worden en aangepast moeten worden. Bedenk dat bij een belastingtoename op een constructie element ook de ondersteuningen zwaarder belast zullen worden. De belastingen moeten altijd naar de fundering worden afgevoerd.

Fase 4: Bepaal voor de overbelaste constructiedelen de wijze van versterken en verstijven zowel qua krachtsafdracht als qua uitvoeringsmethode.

<u>Materiaal eigenschappen</u>

| | | |
|---|---|---|
| Betonvloeren C20/25, | druksterkte: | $f_d$ = 13,3 N/mm$^2$ |
| | schuifsterkte: | $f_v$ = 0,5 N/mm$^{2.}$ |
| Elasticiteitsmodulus: | t =0, E = 30000 N/mm$^2$, kruipcoëfficient $\phi$ = 3 . | |
| | | |
| <u>Metselwerk</u> | druksterkte: | $f_{st}$ = 2,5 N/mm$^2$ |
| | treksterkte: | $f_m$ = 0,1 N/mm$^2$ |
| | elasticiteitsmodulus; | E = 2,5 * 10$^3$ N/mm$^2$ , kruipcoëfficient: $\phi$ = 0,7 |

**Belastingen op de constructie (oud)**

De windbelasting is vrijwel niet veranderd zodat voor de eenvoud de huidige norm wordt aangehouden. Windbelasting gebied 2, bebouwd, gebouwhoogte ten opzichte van het maaiveld, h = 9,0 m, de windstuwdruk is gelijk aan: $p_w$ = 0,65 kN/m$^2$.

| | | | |
|---|---|---|---|
| winddruk: | $p = c_{dr} * p_w$ = | 0,8 * 0,65 = | 0,52 kN/m$^2$ |
| zuiging: | $p = c_z * p_w$ = | 0,5 * 0,65 = | 0,33 kN/m$^2$ |
| combinatie druk + zuiging: | $p = \alpha *( c_{dr} + c_z ) * p_w$ = | 0,85 * (0,8 + 0,5) * 0,65 = | 0,72 kN/m$^2$ |
| wrijving dak en gevels: | $p = c_{wr} * p_w$ = | 0,04 *0,65 = | 0,03 kN/m$^2$ |

| Belastingen op constructie elementen | volumiek gewicht | dikte | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| veranderlijke belasting dak: | | | $p_e$ = | | 1,0 kN/m$^2$ |
| veranderlijke vloerbelasting woning: | | | $p_e$ = | | 1,5 kN/m$^2$ |
| veranderlijke vloerbelasting gang, bordes: | | | $p_e$ = | | 2,0 kN/m$^2$ |
| | | | | | |
| <u>permanente belasting dak</u> | | | | | |
| isolatie, grind en dakbedekking: | | | $p_g$ = | | 0,8 kN/m$^2$ |
| betonvloer, t = 150 mm: | 24 kN/m$^3$ | 0,15 m | $p_g$ = | 0,15 * 24 = | <u>3,6 kN/m$^2$</u> |
| permanent dak: | | | $p_g$ = | | 4,4 kN/m$^2$ |
| | | | | | |
| <u>permanente belasting vloeren</u> | | | | | |
| afwerking cement dekvloer: | 20 kN/m$^3$ | 0,04 m | $p_g$ = | 0,04 * 20 = | 0,8 kN/m$^2$ |
| beton vloer, dikte t = 150 mm: | | 0,15 m | $p_g$ = | 0,15 * 24 = | <u>3,6 kN/m$^2$</u> |
| permanent vloer: | | | $p_g$ = | | 4,4 kN/m$^2$ |

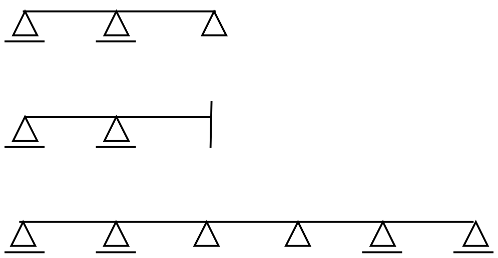
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| dragende bouwmuren, steens: | | $p_g$ = | | 4,0 kN/m$^2$ |
| binnenwanden: | | $p_g$ = | | 2,0 kN/m$^2$ |
| gevels, houten stijlen en regels, glas: | | $p_g$ = | | 0,5 kN/m$^2$ |
| funderingsbalken: | 24 kN/m$^3$ | q = | 0,4 * 0,6 * 24 = | 5,8 kN/m |

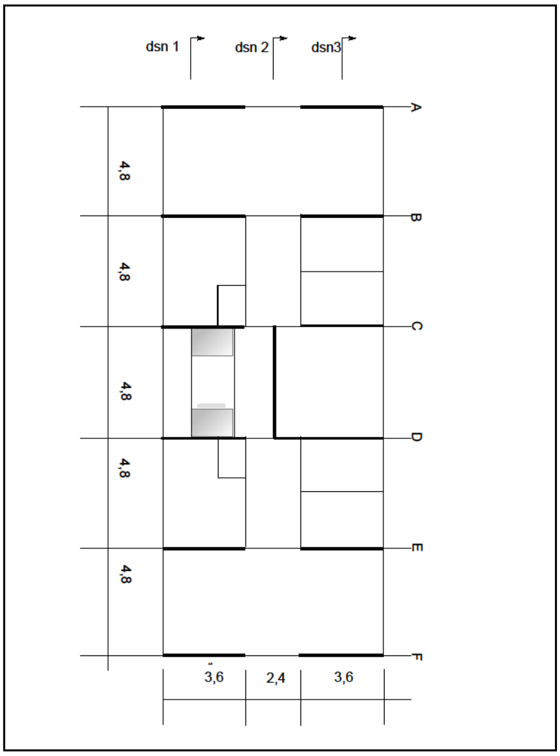
**De vloeren, analyse van de oorspronkelijke berekening**
De in het werk gestorte vloeren worden ondersteund door de wanden, evenwijdig aan de kopgevels. De vloeren kunnen worden geschematiseerd als een ligger doorgaand over meerdere steunpunten.

Voor 1,0 m breedte zijn de representatieve belastingen op de vloer (oud):

| | |
|---|---|
| veranderlijke belasting: | q = 1,5 kN/m, |
| permanente belasting: | q = 4,4 kN/m |
| permanent + veranderlijk: | q = 5,9 kN/m |

Voor de vloeren kunnen we de volgende schema's onderscheiden. Schema doorsnede 1 voor de vloer onderbroken door de sparing voor het trappenhuis. Schema doorsnede 2 voor de vloer ter plaatse van de wand in het trappenhuis. Schema doorsnede 3 voor de doorgaande vloer over 6 velden.

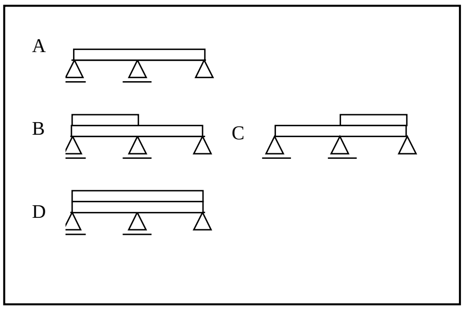





*Figuur 14: Plattegrond en schema's voor de vloer.*
*Schema doorsnede 1: ter plaatse van de sparing in het trappenhuis.*
*Schema doorsnede 2; ter plaatse stabiliteitswand,*
*Schema doorsnede 3: ter plaatse van de vloer ondersteund met de 6 wanden.*

<u>Berekening momenten, schema doorsnede 1</u>
In eerste instantie bepalen we de momenten voor een eenheidsbelasting q. Als we de momenten voor de eenheidsbelasting hebben bepaald dan kunnen we later de momenten voor de belastingschikkingen eenvoudig bepalen door de permanente en veranderlijke belasting te substitueren. De belastingen op de vloer moeten worden gecombineerd tot belastingschikkingen. Voor het schema in doorsnede 1 zijn de volgende belastingschikkingen mogelijk, zie figuur 14.

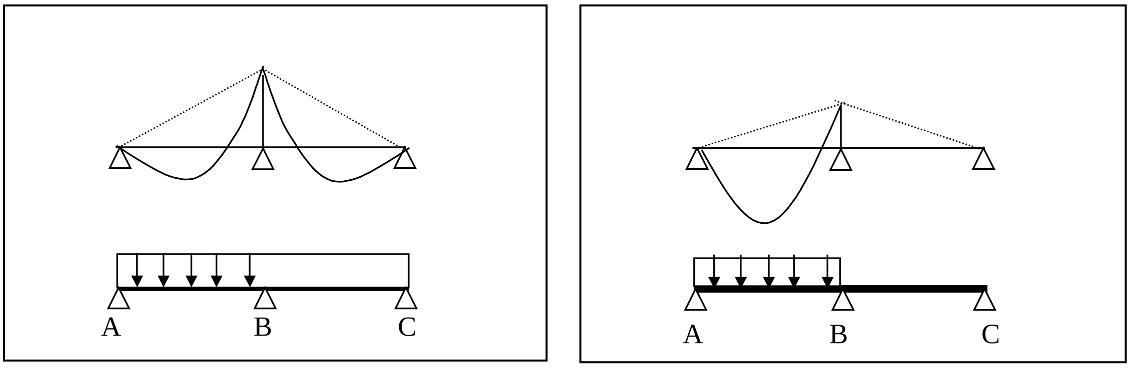
*Figuur 15: Belastingschikkingen voor schema in doorsnede 1,*
*A: alleen permanente belasting,*
*B: veranderlijke belasting op het linker veld,*
*C: veranderlijke belasting op het rechter veld en*
*D: veranderlijke belasting op beide velden.*




We kunnen nu volstaan met de berekening van de momenten voor twee verschillende basisgevallen:

basisgeval 1: de vloer wordt belasting met een gelijkmatig verdeelde belasting op beide velden.

basisgeval 2: de vloer wordt belasting met een gelijkmatig verdeelde belasting op 1 veld.




*Figuur 16:* *Basisgeval 1: De vloer is belast op beide velden*
*Basisgeval 2 de vloer is belast op een veld met een gelijkmatig verdeelde belasting*

Belastingschikking 1
De vloer wordt belast met een gelijkmatig verdeelde belasting q op beide velden. De vloer is symmetrisch belast en beide overspanningen zijn gelijk. De hoekverdraaiing in het tussensteunpunt is voor deze belasting gelijk aan nul. De vloer is volledig ingeklemd ter plaatse van het tussensteunpunt. Het moment in het tussensteunpunt is dan gelijk aan: $M_i = q.l^2/8$.
De reacties zijn gelijk aan:

$$R_a = ½\ q.l – M/l = ½\ q.l – {}^1/_8\ q.l^2 / l = 0{,}375\ q.l$$

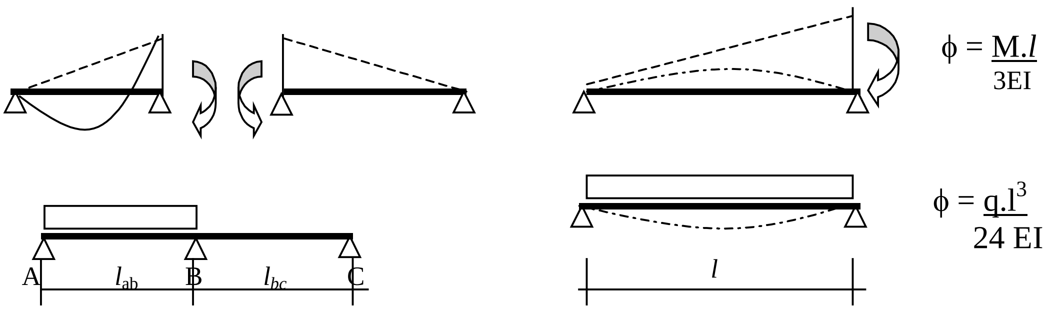
$$R_b = ½\ q.l + M/l = ½\ q.l + {}^1/_8\ q.l^2 / l = 0{,}625\ q.l$$

Het veldmoment is maximaal als de dwarskracht minimaal is, $V_x = 0$. De afstand x tot het steunpunt volgt uit:

$$x = R_a/q = 0{,}375\ q.l / q = 0{,}375\ l.$$

Het moment in het veld volgt uit: $M_{veld} = R_a * x – ½\ q.x^2 = 0{,}07 * q.l^2$

Belastingschikking 2
De vloer wordt belasting met een gelijkmatig verdeelde belasting op één veld. De vloer is symmetrisch, beide overspanningen zijn gelijk. De hoekverdraaiing in het tussensteunpunt is ongelijk aan nul. De vloer is gedeeltelijk ingeklemd ter plaatse van het tussensteunpunt.




*Figuur 17: Momentenlijn lijn voor een ligger over drie steunpunten met een éénzijdige belasting op veld A-B.*

Berekening momenten

De constructie is statisch onbepaald, voor verschillende belasting gevallen wordt het steunpunt moment in het midden steunpunt bepaald. De berekening van het moment in het steunpunt geschiedt met de gaapvergelijkingen methode. Eerst snijden we de constructie door in het middensteunpunt. Beide vloerdelen ondergaan dan een hoekverdraaiing. De constructie loopt echter door over het middensteunpunt. De gaping tussen de beide delen moet worden gedicht met een inklemmingsmoment $M_B$ aangrijpend in het middensteunpunt. Beide delen worden nu belast met dit moment $M_B$ dat in het middensteunpunt aangrijpt en de gaping sluit. De grootte van het moment $M_B$ volgt uit de vergelijking voor de hoekverdraaiingen van de beide liggers in het middensteunpunt.Zowel het moment als de hoekverdraaiing is in de beide liggers aan weerzijde van het middensteunpunt gelijk.

Voor ligger B-C is de hoekverdraaiing door het moment $M_B$: en de gelijkmatig verdeelde belasting q gelijk aan:

$$\phi_B = \frac{q.l_{ab}^3}{24\ EI} - \frac{M_B * l_{ab}}{3\ EI}$$

Voor ligger B-C is de hoekverdraaiing door het moment $M_B$ gelijk aan:

$$\phi_B = \frac{M_B * l_{bc}}{3\ EI}$$

De constructie is één geheel, de beide hoekverdraaiingen zijn gelijk. Gelijkstellen van de hoekverdraaiingen geeft:

$$\frac{q.l_{ab}^3}{24\ EI} - \frac{M_B * l_{ab}}{3\ EI} = \frac{M_B * l_{bc}}{3EI} \rightarrow \quad M_B = {}^1/_8\ q.l_{bc}^2 * \frac{l_{bc}}{l_{ab} + l_{bc}}$$

Voor $l_{ab} = l_{bc}$ wordt gevonden: $M_B = ½ * {}^1/_8\ q.l^2 = {}^1/_{16}\ q.l^2$

Voor deze vloer met twee gelijke overspanningen en een belasting op een van de twee velden is het moment boven het tussen steunpunt de helft van het moment bij een volledige inklemming. Het moment in het tussen steunpunt is gelijk aan: $M_B = {}^1/_{16}\ q.l^2$

De reacties zijn gelijk aan: $R_a = ½\ q.l – M/l = ½\ q.l – {}^1/_{16}\ q.l^2 / l = 0{,}4375\ q.l$

$R_b = ½\ q.l + M/l = ½\ q.l + {}^1/_{16}\ q.l^2 = 0{,}5625\ q.l$

Het veldmoment in A-B is maximaal als de dwarskracht minimaal is.

De afstand x tot het steunpunt volgt uit: $x = R_a/q = 0{,}4375\ l$ .

Het moment in het veld van ligger A-B volgt uit: $M_{veld} = R_a * x – ½\ q.x^2 = 0{,}096\ q.l^2$

Bepaling van de momenten voor de rekenwaarde van de oorspronkelijke belasting (oud)

veranderlijke belasting: $q_d = 1{,}5 * 1{,}5$ kN/m

permanente belasting: $q_d = 1{,}5 * 4{,}4$ kN/m

permanente belasting + veranderlijke belasting : $q_d = 1{,}5 * 4{,}4 + 1{,}5 * 1{,}5 = 8{,}9$ kN/m

Symmetrische belasting

Het maximale moment in het tussensteunpunt ontstaat als beide velden vol belast zijn.
Beide velden zijn belast met de permanente en veranderlijke belasting:

$$q_d = 1{,}5 * 4{,}4 + 1{,}5 * 1{,}5 = 8{,}9 \text{ kN/m}$$

Het moment in het tussensteunpunt is gelijk aan:

$$M_{d\,B} = q_d.l^2/8 = (1{,}5 * 4{,}4 + 1{,}5 * 1{,}5) * 4{,}8^2 /8 = 25{,}6 \text{ kNm}$$

Asymmetrische belasting

Het maximale veldmoment ontstaat als de veranderlijke belasting asymmetrisch op één veld aangrijpt.
Het moment in het tussensteunpunt is gelijk aan:

$$M_{d\,B} = q_{d\,g}.l^2/8 + q_{d\,e} .l^2/16 = 1{,}5 * 4{,}4 * 4{,}8^2 /8 + 1{,}5 * 1{,}5 * 4{,}8^2 /16 = 22{,}3 \text{ kNm}$$

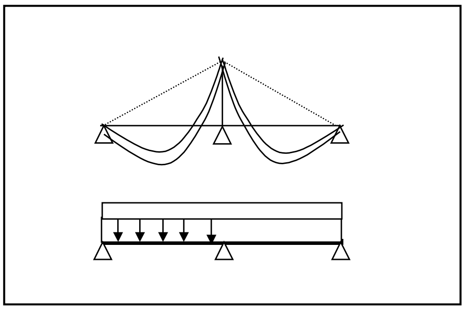
De reacties zijn gelijk aan: $R_a = ½\, q_d.l – M_d/l = ½ * 8{,}9 * 4{,}8 – 22{,}3/4{,}8 = 16{,}7$ kN
$R_b = ½\, q_d.l + M_d/l = ½ * 8{,}9 * 4{,}8 + 22{,}3/4{,}8 = 26{,}0$ kN

Het veldmoment is maximaal als de dwarskracht minimaal is aan nul, de afstand x tot het steunpunt volgt uit:

$$x = R_a/q_d = 16{,}7/8{,}9 =1{,}9 \text{ m.}$$

Het moment in het veld volgt uit: $M_{d\,veld} = R_a * x – ½\, q.x^2 = 16{,}7 * 1{,}9 – ½ * 8{,}9 * 1{,}9^2 = 15{,}7$ kNm

*Figuur 18: Maatgevende momenten in de vloer belast met permanente en veranderlijke belastingen*



Maatgevende momenten

Voor de berekening van de spanningen in de vloer en de wapening zijn de maatgevende momenten:
voor het veld: $M_{d\,veld} = 15{,}7$ kNm en het tussensteunpunt: $M_{d\,B} = 25{,}6$ kNm.

De buigspanning volgt uit: $\sigma = M/W$

Weerstandsmoment: $W = b.h^2/6 = 1000 * 150^2/6 = 3{,}75 * 10^6 \text{ mm}^3$

veldmoment: $M_{d\,veld} = 15{,}7$ kNm,

$$\sigma_d = M_{d\,veld}/W =15{,}7 * 10^6/ (3{,}75 * 10^6) = 4{,}2 \text{ N/mm}^2$$

moment boven het tussensteunpunt: $M_{d\,B} = 25{,}6$ kNm,

$$\sigma_d = M_{d\,B}/W = 25{,}6 * 10^6/ (3{,}75 * 10^6) = 6{,}8 \text{ N/mm}^2$$

Betonvloeren C20/25, druksterkte: $f_d = 13{,}3\ N/mm^2$

De buigspanningen zijn kleiner dan de uiterste waarde van de drukspanning. De berekende wapening is gebaseerd op de berekende trekspanningen.

**Berekening van de vloeren volgens de huidige normen**

Belastingen:

| | |
|---|---|
| veranderlijke belasting: | $q_d = 1{,}5 * 1{,}75$ kN/m |
| permanente belasting: | $q_d = 1{,}2 * 4{,}4$ kN/m |
| alleen permanente belasting: | $q_d = 1{,}35 * 4{,}4$ kN/m |
| permanente belasting + veranderlijke belasting : | $q_d = 1{,}2 * 4{,}4 + 1{,}5 * 1{,}75 = 7{,}9$ kN/m |

Symmetrische belasting

Het maximale moment in het tussensteunpunt ontstaat als beide velden vol belast zijn.

Beide velden belast met alleen de permanente belasting: $q_d = 1{,}35 * 4{,}4$ kN/m

Het moment in het tussensteunpunt is gelijk aan:

$$M_{d\,B} = q_d\,.l^2/8 = (1{,}35 * 4{,}4) * 4{,}8^2\,/8 = 17{,}1 \text{ kNm}$$

Beide velden belast met permanente en veranderlijke belasting: $q_d = 1{,}2 * 4{,}4 + 1{,}5 * 1{,}75 = 7{,}9$ kN/m

Het moment in het tussensteunpunt is gelijk aan:

$$M_{d\,B} = q_d.l^2/8 = (1{,}2 * 4{,}4 + 1{,}5 * 1{,}75) * 4{,}8^2\,/8 = 22{,}8 \text{ kNm}$$

Asymmetrische belasting

Het maximale veldmoment ontstaat als de veranderlijke belasting asymmetrisch op één veld aangrijpt.
Het moment in het tussensteunpunt is gelijk aan:

$$M_d = q_{dg}.l^2/8 + q_{de}\,.l^2/16 = 1{,}2 * 4{,}4 * 4{,}8^2\,/8 + 1{,}5 * 1{,}75 * 4{,}8^2\,/16 = 19 \text{ kNm}$$

De reacties zijn gelijk aan:

$R_a = ½\, q_d.l – M_d/l = ½ * 7{,}9 * 4{,}8 – 19/4{,}8 = 15{,}0$ kN
$R_b = ½\, q_d.l + M_d/l = ½ * 7{,}9 * 4{,}8 + 19/4{,}8 = 22{,}9$ kN

Het veldmoment is maximaal als de dwarskracht gelijk is aan nul, de afstand x tot het steunpunt volgt uit:

$$x = R_a/q_d = 15/7{,}9 = 1{,}9 \text{ m.}$$

Het moment in het veld volgt uit:

$$M_{d\,veld} = R_a * x – ½\, q.x^2 = 15 * 1{,}9 – ½ * 7{,}9 * 1{,}9^2 = 14{,}2 \text{ kNm}$$

Maatgevende momenten

Voor de berekening van de spanningen in de vloer en de wapening zijn de maatgevende momenten:
veld: $M_{d\,veld} = 14{,}2$ kNm, tussen steunpunt: $M_{d\,B} = 22{,}8$ kNm.

Spanningen

De buigspanning volgt uit: $\sigma = M/W$

Weerstandsmoment: $W = b.h^2/6 = 1000 * 150^2/6 = 3{,}75 * 10^6\ mm^3$

veldmoment: $M_{d\,veld} = 14{,}2$ kNm,

$\sigma_d = M_d/W = 14,2 * 10^6 / (3,75 * 10^6) = 3,8 < 4,2$ N/mm$^2$

moment boven het tussensteunpunt: $M_{d\,B} = 22,8$ kNm,

$\sigma_d = M_{d\,B}/W = 22,8 * 10^6 / (3,75 * 10^6) = 6,1 < 6,8$ N/mm$^2$

Betonvloeren C20/25, druksterkte: $f_d = 13,3$ N/mm$^2$

De buigspanningen zijn kleiner dan de eerder berekende waarde waarop de constructie is berekend volgens de TGB72. De vloer heeft extra draagvermogen.

**Extra draagvermogen vloeren**
Vergelijk de spanningen en momenten voor de oude en nieuwe berekening.

Tabel 1: Vergelijking van de momenten en spanningen oude en nieuwe berekening

| | oud | | nieuw | | verschil | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | moment | spanning | moment | spanning | moment | spanning |
| $M_{d\,veld}$ = | 15,7 kNm | 4,2 N/mm$^2$ | 14,2 kNm | 3,8 N/mm$^2$ | 1,5 kNm | 0,4 N/mm$^2$ |
| $M_{d\ B}$ = | 25,6 kNm | 6,8 N/mm$^2$ | 22,8 kNm | 6,1 N/mm$^2$ | 2,8 kNm | 0,7 N/mm$^2$ |

De belasting kan worden verhoogd. Het veldmoment en tussensteunpunt moment kan worden verhoogd met een factor gelijk aan:

$M_{d\,veld\,oud} / M_{d\,veld\,nieuw} = 15,7/14,2 = 1,1$

$M_{d\,inkl\,oud} / M_{d\,inkl\,nieuw} = 25,6/22,8 = 1,1$

De maximale permanente belasting kan globaal berekend worden met:

$$1,2 * q_{g\,nieuw} + 1,5 * 1,75 = 1,1 * (1,5 * 4,4 + 1,5 * 1,5)$$

$$q_{g\,nieuw} = \frac{1,1 * (1,2 * 4,4 + 1,5 * 1,5) - 1,5 * 1,75}{1,2} = 5,2 \text{ kN/m}, \quad \Delta q = 5,2 - 4,4 = 0,8 \text{ kN/m}$$

Contoleer vervolgens de momenten, spanningen en vervormingen met deze nieuwe belasting.

Symmetrische belasting
Het maximale moment in het tussensteunpunt ontstaat als beide velden vol belast zijn.

Beide velden belast met alleen de permanente belasting: $q_d = 1,35 * 5,2$ kN/m

Het moment in het tussensteunpunt is gelijk aan: $M_{d\,B} = q_d .l^2/8 = (1,35 * 5,0) * 4,8^2 /8 = 20,2$ kNm

Beide velden belast met permanente en veranderlijke belasting: $q_d = 1,2 * 5,2 + 1,5 * 1,75 = 8,9$ kN/m

Het moment in het tussensteunpunt is gelijk aan:

$$M_{d\,B} = q_d.l^2/8 = (1,2 * 5,0 + 1,5 * 1,75) * 4,8^2 /8 = 25,6 \text{ kNm}$$

Asymmetrische belasting
Het maximale veldmoment ontstaat als de veranderlijke belasting asymmetrisch op één veld aangrijpt. Het moment in het tussensteunpunt is gelijk aan:

$$M_d = q_{dg}.l^2/8 + q_{de} .l^2/16 = 1,2 * 5,2 * 4,8^2 /8 + 1,5 * 1,75 * 4,8^2 /16 = 21,8 \text{ kNm}$$

De reactie in A is gelijk aan: $R_a = ½\, q_d.l – M_d/l = ½ * 8,9 * 4,8 – 21,8/4,8 = 16,8$ kN

Het veldmoment is maximaal als de dwarskracht gelijk is aan nul, de afstand x tot het steunpunt volgt uit:

$$x = R_a/q_d = 16,8/8,9 = 1,9 \text{ m.}$$

Het moment in het veld volgt uit: $M_{d\ veld} = R_a * x – ½\, q.x^2 = 16,8* 1,9 – ½ * 8,9 * 1,9^2 = 15,9$ kNm

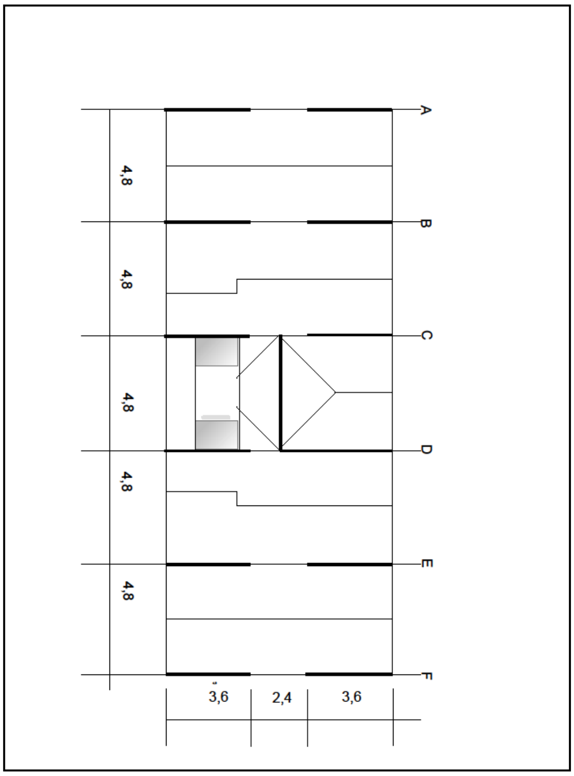
Tabel 2: Vergelijking van de momenten en spanningen met de oude belasting en de verhoogde belasting

| | oud | | nieuw | |
|---|---|---|---|---|
| | moment | spanning | moment | spanning |
| $M_{d\ veld}$ = | 15,7 kNm | 4,2 N/mm$^2$ | 15,9 kNm | 4,2 N/mm$^2$ |
| $M_{d\ B}$ = | 25,6 kNm | 6,8 N/mm$^2$ | 25,6 kNm | 6,8 N/mm$^2$ |

De spanningen voldoen, bij deze belasting hoeft de constructie niet versterkt te worden. Om te controleren of de constructie niet verstijfd moet worden zal men vervolgens ook de vervormingen moeten controleren.

**Oorspronkelijke berekening van de wanden in as B**

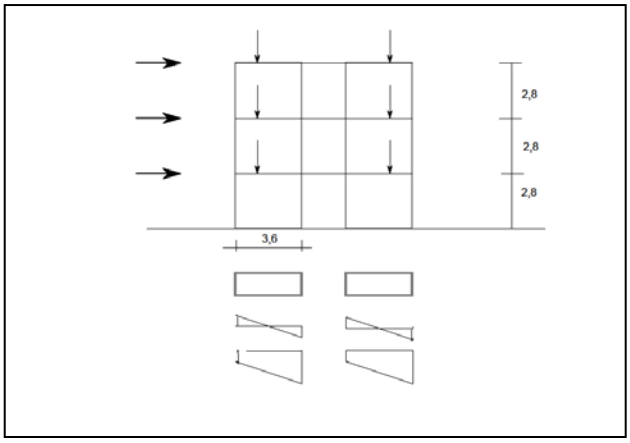
Voor het gegeven woongebouw wordt nu de afdracht van de vloerbelasting naar de ondersteuningen getekend. de vloeren spannen van bouwmuur tot bouwmuur.




*Figuur 19. Belastingafdracht voor de verdiepingsvloeren*

Windbelasting op de twee wanden in as B. Voor de eenvoud wordt aangenomen dat de windbelasting op de gevels, over een breedte van b = 4,8 m, door deze wanden wordt afgevoerd.

| windbelasting | hoogte [m] | breedte [m] | lengte [m] | | | [kN] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $3^e$ verdieping: | | | | | | |
| druk + zuiging: | ½ * 2,8 + 0,3 | 4,8 | | $F_w$ = | 4,8 * (½ * 2,8 + 0,3) * 0,72 = | 5,9 kN |
| wrijving dak: | | 4,8 | 9,6 | $F_w$ = | 9,6 * 4,8 * 0,03 = | 1,4 kN |
| | | | | $F_w$ = | | 7,3 kN |
| $1^e/2^e$ verdieping: | | | | | | |
| druk + zuiging: | 2,8 | 4,8 | | $F_w$ = | 2,8 * 4,8 * 0,72 = | 9,7 kN |




*Figuur 20: Horizontale belasting op de wanden in as B*

**Gewichtsberekening wand in as B, oud (doorsnede 3)**

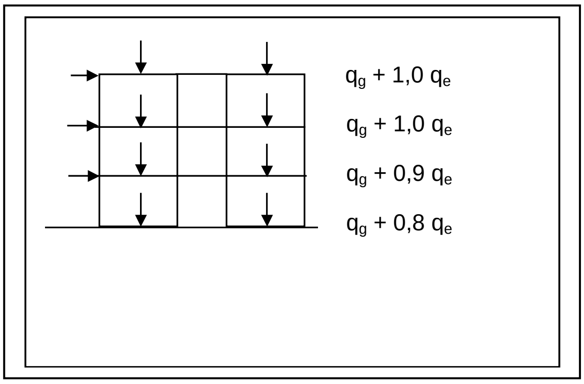
| | overspanning /hoogte [m] | breedte [m] | belasting [kN/m²] | F = p * Opp. | perm. [kN] | veranderlijk. [kN] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| dak veranderlijk: | 4,8 | 4,8 | 1,0 | 4,8 * 4,8 * 1,0 | | 23,0 |
| dak permanent: | 4,8 | 4,8 | 4,4 | 4,8 * 4,8 * 4,4 | 101,4 | |
| gevel: | 2,8 | 4,8 | 0,5 | 2,8 * 4,8 * 0,5 | 6,7 | |
| wand: | 2,6 | 3,6 | 4,0 | 2,6 * 3,6 * 4,0 | 37,4 | |
| op $2^e$ verdieping: | | | | | 145,5 | |
| vloer veranderlijk: | 4,8 | 4,8 | 1,5 | 4,8 * 4,8 * 1,5 | | 34,6 |
| vloer permanent: | 4,8 | 4,8 | 4,4 | 4,8 * 4,8 * 4,4 | 101,4 | |
| gevel: | 2,8 | 4,8 | 0,5 | 2,8 * 4,8 * 0,5 | 6,7 | |
| wand: | 2,6 | 3,6 | 4,0 | 2,6 * 3,6 * 4,0 | 37,4 | |
| op $1^e$ verdieping: | | | | | 291,0 | |
| vloer veranderlijk: | 4,8 | 4,8 | 1,5 | 4,8 * 4,8 * 1,5 | | 34,6 |
| vloer permanent: | 4,8 | 4,8 | 4,4 | 4,8 * 4,8 * 4,4 | 101,4 | |
| gevel: | 2,8 | 4,8 | 0,5 | 2,8 * 4,8 * 0,5 | 6,7 | |
| wand | 2,6 | 4,8 | 4,0 | 2,6 * 3,6 * 4,0 | 37,4 | |
| op begane grond | | | | | 436,5 | |
| vloer veranderlijk: | 4,8 | 4,8 | 1,5 | 4,8 * 4,8 * 1,5 | | 34,6 |
| vloer permanent: | 4,8 | 4,8 | 4,4 | 4,8 * 4,8 * 4,4 | 101,4 | |
| funderingsbalk | | 4,8 | 5,8 | 4,8 * 5,8 | 27,8 | |
| op de fundering | | | | | 565,7 | |

## Spanningen in de wand door de normaalkracht op begane grond (oud)

Rekenwaarde normaalkracht op de begane grond, in het verleden werd gerekend met de permanente belasting en veranderlijke belastingen op het dak en de bovenste vloer en een afnemende veranderlijke belasting op de volgende vloeren. De rekenwaarde normaalkracht op de begane grond wordt dan berekend met de permanente belasting en veranderlijke belastingen op het dak en de bovenste vloer, zijnde de $2^e$ verdieping, en 0,9 * de veranderlijke belasting op de eerste verdieping;

$N_d = 1{,}5 * F_{perm} + 1{,}5 * F_{ver} = 1{,}5 * 436{,}5 + 1{,}5 * (23{,}0 + 34{,}6 + 0{,}9 * 34{,}6) = 1{,}5 * 525{,}2 = 787{,}9$ kN

Wand, dikte t = 200 mm, lengte $l$ = 3600 mm, oppervlak doorsnede: A = 200 * 3600 = 720000 $mm^2$




*Figuur 21: Verticale en horizontale belastingen op de wand // as B*

<u>Windbelasting evenwijdig aan de wand</u>
De wind belasting op de gevel over een breedte van 4,8 m wordt met twee achter elkaar gelegen wanden opgenomen, de verdiepinghoogte is 2,8 m:

Horizontale belastingen per wand: $H_{dak} = ½ * 7{,}3$ kN
$H_{verdieping} = ½ * 9{,}7$ kN

Moment: $M_{rep} = ½ * [7{,}3 * (3 * 2{,}8) + 9{,}7 * ( 2 * 2{,}8) + 9{,}7 * 2{,}8] = 71{,}4$ kNm

Rekenwaarde moment: $M_d = 1{,}5 * 71{,}4 = 107{,}1$ kNm

Weerstandsmoment // wand: $W = t.l^2/6 = 200*3600^2/6 = 4{,}32 * 10^8\ mm^3$

Berekening spanningen in de wand op de begane grond:

drukspanning: $\sigma_d = N_d/A = 787{,}9 *10^3/(3600 * 200) = 1{,}09\ N/mm^2$

buigspanning: $\sigma_d = +/-M_d/W = +/-107{,}1*10^6/(4{,}32 * 10^8) = +/-0{,}25\ N/mm^2$

maximale drukspanning: $\sigma_d = | -N_d/A - M_d/W | = |-1{,}09 – 0{,}25| = |-1{,}34\ N/mm^2 | < 2{,}5\ N/mm^2$

maximale trekspanning: $\sigma_d = -N_d/A + M_d/W = -1{,}09 + 0{,}25 = -0{,}84\ N/mm^2 < 0{,}1\ N/mm^2$

<u>Alleen permanente belasting + wind</u>

$N_d = 1{,}5 * F_{perm}\ \ 1{,}5 * 436{,}5 = 654{,}8$ kN

Berekening spanningen in de wand op de begane grond:

drukspanning: $\sigma_d = N_d/A = 654{,}8 *10^3/(3600 * 200) = 0{,}91\ N/mm^2$

buigspanning: $\sigma_d = +/-M_d/W = +/-107{,}1*10^6/(4{,}32 * 10^8) = +/-\ 0{,}25\ N/mm^2$

maximale drukspanning: $\sigma_d = | -N_d/A - M_d/W | = |-0{,}91 – 0{,}25| = |-1{,}16\ N/mm^2 | < 2{,}5\ N/mm^2$

maximale trekspanning: $\sigma_d = -N_d/A + M_d/W = -0{,}91 + 0{,}25 = -0{,}66\ N/mm^2 < 0{,}1\ N/mm^2$

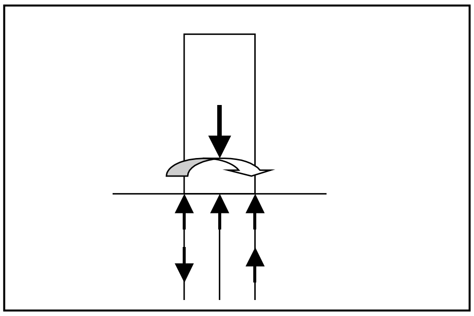
Fundering
De wand is gefundeerd op 3 palen hart op hart 1,8 m. Maximale belasting per paal: $F_d$ = 375 kN,

De maximale rekenwaarde van de normaalkracht door de verticale belastingen volgt uit:

$N_d = 1,5 * F_{perm} + 1,5 * F_{ver} = 1,5 * 565,7 + 1,5 * (23 + 34,6 + 0,9 * 34,6 + 0,8 * 34,6)$

$N_d = 1,5 * 682,1 = 1023,2$ kN

Belasting per paal: $F_d$ = 1023,1/3 = 341 kN < 375 kN



*Figuur 22: Belasting op de paalfundering*

Windbelasting: $M_d = 1,5 * 71,4 = 107,1$ kNm,

De twee buitenste palen nemen het windmoment op: $M_d = F * 1,8 + F * 1,8$

Windbelasting per paal: $F_d$ = +/-107,1/(1,8 + 1,8) = +/-29,8 kN

De maximale en minimale belastingen op de palen zijn:
Maximale paalbelasting: $F_d$ = |-341 - 29,8| = 370,8 kN < 375 kN
Minimale paalbelasting: $F_d$ = -341 + 29,8 = - 311,2 kN druk

De rekenwaarde van de normaalkracht door de permanente belastingen is:

$N_d = 1,5 * F_{perm} = 1,5 * 565,7 = 848,6$ kN

Belasting per paal: $F_d$ = 848,6/3 = 282,9 kN < 375 kN

Windbelasting per paal: $F_d$ = +/-107,1/(1,8 + 1,8) = +/-29,8 kN

De maximale en minimale belastingen op de palen zijn:
Maximale paalbelasting: $F_d$ = |-282,9 - 29,8| = 312,7 kN < 375 kN
Minimale paalbelasting: $F_d$ = -282,9 + 29,8 = - 253,1 kN druk

**De funderingsbalk**
Belastingen op de funderingsbalk, lengte 3,6 m, de balk wordt ondersteund met 3 palen h.o.h.1,8 m. doorsnede 400 * 600 $mm^2$,
Weerstandsmoment: $W = 400*600^2/6 = 24 * 10^6$ $mm^3$

De maximale rekenwaarde van de normaalkracht door de verticale belastingen is:

$N_d = 1,5 * F_{perm} + 1,5 * F_{ver} = 1,5 * 565,7 + 1,5 * (23 + 34,6 + 0,9 * 34,6 + 0,8 * 34,6) =$

$N_d = 1,5 * 565,7 + 1,5 * 116,4 = 1023,2$ kN

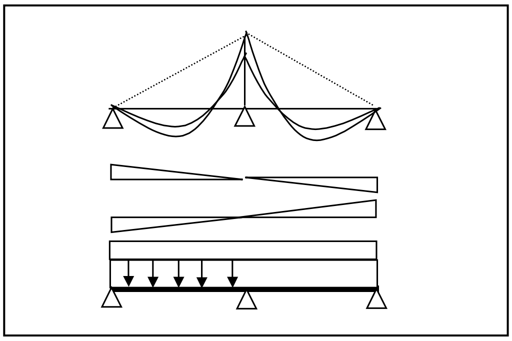
Permanente belasting: $q_{dg} = 1,5 * 565,7 /3,6 = 235,7$ kN/m

Veranderlijke belasting $q_{de}$ = 1,5 * 116,4/3,6 =   48,5 kN/m

Windbelasting: $M_d$ = 1,5 * 71,4 = 107,1 kNm,

$q_{de} = M/(l^2/6)$= 1,5 * 71,4/ $(3,6^2/6)$ = 49,6 kN/m

*Figuur 23: Belastingen op de funderingsbalk*



<u>Inklemmend moment steunpunt B</u>

Het windmoment veroorzaakt een antimetrische belasting op de balk, de belasting op de balk is op het ene veld omlaag en op het andere veld omhoog gericht. In de balk ontstaat door het windmoment geen inklemmend moment in het tussensteunpunt.

Het inklemmend moment in het middensteunpunt is maximaal als beide velden vol belast worden, $M_B = q.l^2/8$.

Permanente belasting: $q_{d\,g}$ = 1,5 * 565,7 /3,6 = 235,7 kN/m

Veranderlijke belasting: $q_{d\,e}$ = 1,5 * 116,4/3,6 =   48,5 kN/m

$M_{d\,B} = q.l^2/8$ =(235,7 + 48,5) * $1,8^2/8$ = 115,1 kNm

De rekenwaarde van de spanning is: $\sigma_d = M_d/W$ = 115,1 * $10^6$/ (24 * $10^6$) = 4,8 N/mm$^2$

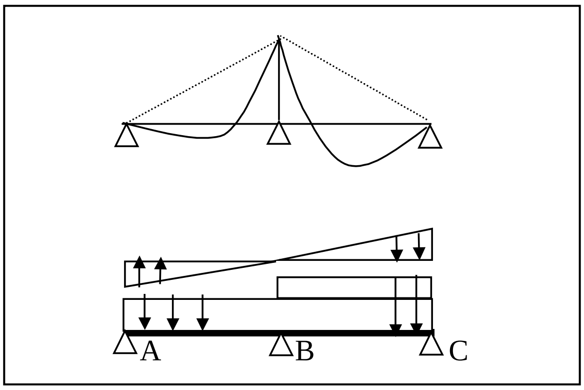
<u>Veldmoment</u>

Het veldmoment is maximaal als op het veld de permanente, de veranderlijke en de neerwaartse wind belasting aangrijpen. Het andere veld wordt dan belast met de permanente belasting en de opwaartse wind belasting.

De ligger is in het tussensteunpunt gedeeltelijk ingeklemd, het inklemmend moment is gelijk aan:

$$M_{d\,B} = q_{d\,g} * l^2/8 + q_{d\,e} * l^2/16 = 235,7 * 1,8^2 /8 + 48,5 * 1,8^2 /16 = 105,3 \text{ kNm}$$

*Figuur 24: Het veld moment in BC is maximaal als op ligger B-C de permanente, de veranderlijke en de neerwaartse windbelasting aangrijpen.*



Het veldmoment kan worden benaderd. Hierbij maken we gebruik van de zogenaamde "vergeet me nietjes" Voor een ligger op twee steunpunten is het veldmoment door de gelijkmatig verdeelde belasting gelijk aan:

$$M_{veld} = q_d * l^2/8$$

Voor een ligger op twee steunpunten is het veldmoment door de driehoekig wind belasting gelijkmatig verdeelde belasting gelijk aan:

$$M_{veld} = 0{,}064\ q_{d\,w} * l^2$$

Voor de gedeeltelijk ingeklemde ligger wordt het moment in het veld gedeeltelijk gereduceerd door het inklemmend moment. Het maximale veldmoment zal ongeveer op x = 0,4 * *l* van het eindsteunpunt optreden. Het reducerend effect van het inklemmend moment voor x = 0,4 * *l* is daar 0,4 * $M_{d\,B}$ = 0,4 * 105,3 kNm.

Bij benadering is het maximale veldmoment gelijk aan:

$$M_{veld} = q_d * l^2/8 + 0{,}064 * q_{d\,w} * l^2 - 0{,}4 * M_{d\,B}$$

$$M_{d\,veld} = (235{,}7 + 48{,}5) * 1{,}8^2/8 + 0{,}064 * 49{,}6 * 1{,}8^2 - 0{,}4 * 105{,}3 = 83{,}3 \text{ kNm}$$

De rekenwaarde van de spanning is: $\sigma_d = M_d/W = 83{,}3 * 10^6/(24 * 10^6) = 3{,}5$ N/mm$^2$
De spanningen in de funderingsbalk zijn vrij klein, de drukspanningen zijn kleiner dan de maximale drukspanning. Om de trekspanningen te weerstaan wordt de balk in het veld aan de onderzijde en in het steunpunt aan de bovenzijde gewapend.

**Berekening van de wanden in as B met de huidige normen**
Sinds 1990 is voor woningen de veranderlijke belasting verhoogd van 1,5 naar 1,75 kN/m$^2$ en de belasting factoren veranderd.

**Gewichtsberekening wand in as B, nieuw**

| | overspanning /hoogte [m] | breedte [m] | belasting [kN/m$^2$] | F = p * Opp. | perm. [kN] | veranderlijk. [kN] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| dak veranderlijk: | 4,8 | 4,8 | 1,0 | 4,8 * 4,8 * 1,0 | | 23,0 |
| dak permanent: | 4,8 | 4,8 | 4,4 | 4,8 * 4,8 * 4,4 | 101,4 | |
| gevel: | 2,8 | 4,8 | 0,5 | 2,8 * 4,8 * 0,5 | 6,7 | |
| wand: | 2,6 | 3,6 | 4,0 | 2,6 * 3,6 * 4,0 | <u>37,4</u> | |
| op 2$^e$ verdieping: | | | | | 145,5 | |
| vloer veranderlijk: | 4,8 | 4,8 | 1,75 | 4,8 * 4,8 * 17,5 | | 40,3 |
| vloer permanent: | 4,8 | 4,8 | 4,4 | 4,8 * 4,8 * 4,4 | 101,4 | |
| gevel: | 2,8 | 4,8 | 0,5 | 2,8 * 4,8 * 0,5 | 6,7 | |
| wand: | 2,6 | 3,6 | 4,0 | 2,6 * 3,6 * 4,0 | <u>37,4</u> | |
| op 1$^e$ verdieping: | | | | | 291,0 | |
| vloer veranderlijk: | 4,8 | 4,8 | 1,75 | 4,8 * 4,8 * 1,75 | | 40,3 |
| vloer permanent: | 4,8 | 4,8 | 4,4 | 4,8 * 4,8 * 4,4 | 101,4 | |
| gevel: | 2,8 | 4,8 | 0,5 | 2,8 * 4,8 * 0,5 | 6,7 | |
| wand | 2,6 | 4,8 | 4,0 | 2,6 * 3,6 * 4,0 | <u>37,4</u> | |
| op begane grond | | | | | 436,5 | |
| vloer veranderlijk: | 4,8 | 4,8 | 1,75 | 4,8 * 4,8 * 1,75 | | 40,3 |
| vloer permanent: | 4,8 | 4,8 | 4,4 | 4,8 * 4,8 * 4,4 | 101,4 | |
| funderingsbalk | | 4,8 | 5,8 | 4,8 * 4,3 | <u>27,8</u> | |
| op de fundering | | | | | 565,7 | |

Gebruiksfase, scheurvorming

Gezien de trekspanning in de bezwijkfase moet gecontroleerd worden of de wand in de gebruiksfase scheurt. De wand zal scheuren als de verticale belasting minimaal is en het buigend moment maximaal. Voor de gebruikstoestand zijn de belastingfactoren gelijk aan 1,0.

Minimale normaalkracht: $N_d$ = 436,5 kN

drukspanning verticale belasting: $\sigma_{rep} = N_d/A = 436{,}5*10^3/(3600*200) = 0{,}3$ N/mm$^2$

Buigspanning: $\sigma_{rep} = M_{rep}/W = 71{,}4 * 10^6/4{,}32*10^6 = 0{,}17$ N/mm$^2$

maximale drukspanning: $\sigma_d = |-0{,}3 - 0{,}17| = |0{,}47|$ N/mm$^2$ < 2,5 N/mm$^2$

maximale trekspanning: $\sigma_d = -0{,}3 + 0{,}17 = +0{,}13$ N/mm$^2$ < 0,1 N/mm$^2$

De wand scheurt niet in de gebruiksfase

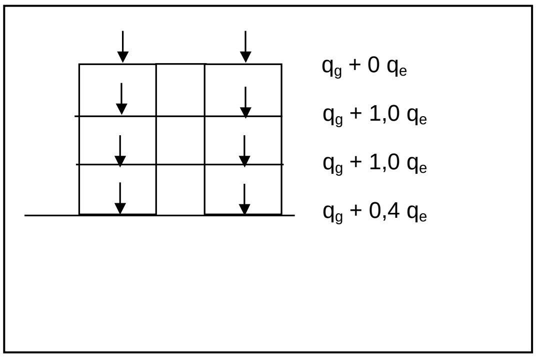
Rekenwaarde van de spanningen in de wand door de normaalkracht op begane grond

Rekenwaarde maximale normaalkracht op de begane grond. Momenteel wordt gerekend met de permanente belasting en de extreme veranderlijke belastingen op twee vloeren, op de overige vloeren wordt gerekend met de gereduceerde belasting, met $\psi$ = * 0,4.

De rekenwaarde voor de maximale normaalkracht op de begane grond uitgaande van de permanente belasting en de veranderlijke belastingen op de 2$^e$ en 1$^e$ verdieping.

$$N_d = 1{,}5 * F_{perm} + 1{,}5 * F_{ver} = 1{,}2 * 436{,}5 + 1{,}5 * (0 + 40{,}3 + 40{,}3) = 644{,}7 \text{ kN}$$

*Figuur 25: Horizontale en verticale belasting op de wand // as B*




Wand, dikte t = 200 mm, lengte $l$ = 3600 mm. Oppervlak doorsnede: A = 200 * 3600 = 720000 mm$^2$

drukspanning: $\sigma_d = N_d/A = 644{,}7 * 10^3/(3600 * 200) = 0{,}9 < 2{,}5$ N/mm$^2$

Windbelasting op de wand

De wind belasting op de gevel over een breedte van 4,8 m wordt met twee achter elkaar gelegen wanden opgenomen, de verdiepinghoogte is 2,8 m:

Horizontale belastingen op de wand: $H_{dak}$ = ½ * 7,3 kN

$H_{verdieping}$ = ½ * 9,7 kN

Moment representatief: $M_{rep}$ = ½ * [7,3 * (3 * 2,8) + 9,7 * ( 2 * 2,8) + 9,7 * 2,8] = 71,4 kNm

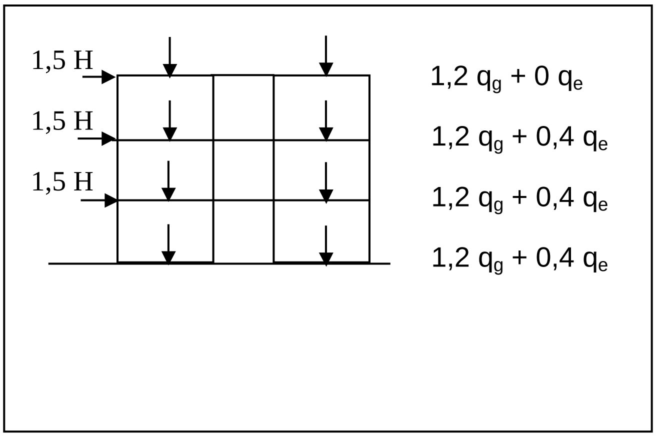
Rekenwaarde moment: $M_d$ = 1,5 * 71,4 = 107,1 kNm

Wand, dikte t = 200 mm, lengte $l$ = 3600 mm. Oppervlak doorsnede:A = 200 * 3600 = 720000 mm$^2$,

Weerstandsmoment // wand: $W = t.l^2/6 = 200*3600^2/6 = 4{,}32* 10^8$ mm$^3$

buigspanning: $\sigma_d = +/-M_d/W = +/-107{,}1.10^6/(4{,}32 * 10^8) = +/-0{,}25$ N/mm$^2$

*Figuur 26: Horizontale en permanente en momentane verticale belasting op de wand // as B*




<u>Maximum drukspanning</u>
Berekening spanningen in de wand op de begane grond, met de normaalkracht door de permanente en momentane verticale belasting:

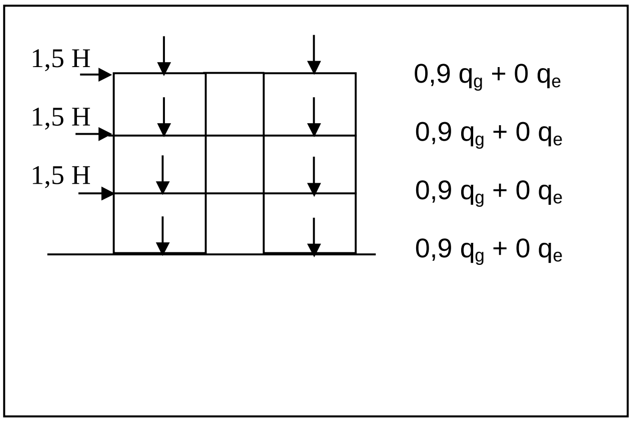
$N_d$ = 1,5 * $F_{perm}$ + 1,5 * $F_{ver}$ = 1,2 * 436,5 + 1,5 * (0 * 23,0 + 0,4 * 40,3 + 0,4 * 40,3) = 572,2 kN

drukspanning: $\sigma_d = N_d/A$= 572,2 *$10^3$/(3600 * 200) = 0,8 N/mm$^2$

buigspanning: $\sigma_d$ = +/-$M_d$/W = +/-107,1.$10^6$/(4,32 * $10^8$) = +/- 0,25 N/mm$^2$

maximale drukspanning: $\sigma_d$ =| -$N_d$/A - $M_d$/W |= |-0,8 – 0,25| = <u>|- 1,05 N/mm$^2$</u> |< 2,5 N/mm$^2$

maximale trekspanning: $\sigma_d$ = -$N_d$/A + $M_d$/W = -0,8 + 0,25 = -0,55 N/mm$^2$ < 0,1 N/mm$^2$




*Figuur 27: Horizontale en minimale verticale belasting op de wand // as B*

<u>Minimale spanning</u>
Berekening van de spanningen in de wand op de begane grond, met de kleinste normaalkracht. De rekenwaarde voor de minimale normaalkracht op de begane grond uitgaande van een gunstig werkende permanente belasting en geen veranderlijke belasting.

$N_d$ = 0,9 * $F_{perm}$ = 0,9* 436,5 = 392,9 kN

drukspanning: $\sigma_d = N_d/A$= 392,9 *$10^3$/(3600 * 200) = 0,55 N/mm$^2$

buigspanning: $\sigma_d$ = +/-$M_d$/W = +/-107,1.$10^6$/(4,32 * $10^8$) = +/- 0,25 N/mm$^2$

maximale drukspanning: $\sigma_d$ =| -$N_d$/A - $M_d$/W |= |-0,55 – 0,25| = |- 0,8 N/mm$^2$ |< 2,5 N/mm$^2$

minimale spanning: $\sigma_d$ = -$N_d$/A + $M_d$/W = -0,55 + 0,25 = <u>- 0,3 N/mm$^2$</u> < 0,1 N/mm$^2$

Geen trekspanning in de wand. De wand zal niet scheuren in de uiterste grenstoestand. De spanningen zijn kleiner dan de maximale spanningen, de wand heeft extra capaciteit.

<u>Capaciteit</u>
Uitgaande van de maximale spanning volgt voor de maximale verticale belasting:

maximale drukspanning: $\sigma_d = | -N_d/A - M_d/W | = |-0{,}8 - 0{,}25| < 2{,}5\ N/mm^2$

Uiterste spanning door normaalkracht:
$|-N_{d\ max}/A\ -0{,}25| \leq 2{,}5\ N/mm^2 \quad \rightarrow \quad N_d/A = +\ 2{,}25\ N/mm^2$

De verticale belasting kan worden vergroot met en factor 2,25/0,8 = <u>2,8</u>

Uitgaande van de minimale spanning volgt voor de spanning door het wind moment:

minimale spanning: $\sigma_d = -N_d/A + M_d/W = -0{,}55 + 0{,}25 = -\ 0{,}3\ N/mm^2 < 0{,}1\ N/mm^2$

Uiterste spanning door moment: $-0{,}55 + M_{d\ max}/W \leq 0{,}1\ N/mm^2 \quad \rightarrow \quad M_d/W = +\ 0{,}65\ N/mm^2$

Het windmoment kan worden vergroot met een factor 0,65/0,25 = <u>2,6</u>

<u>Knik loodrecht op de wand</u>:
Bij voorkeur wordt een constructie zo ontworpen dat het knikgetal groter is dan 4 a 5.

De knikkracht volgt uit: $N_{cr} = \pi^2 EI/l_c^2$

Kwadratisch oppervlakte moment loodrecht wand: $I = 3600 * 200^3/12 = 2{,}4 * 10^9\ mm^4$,
$E = 2500\ N/mm^2$,

Knikkracht: $N_{cr} = \pi^2 EI/l_c^2 = \pi^2 * 2500 * 2{,}4 * 10^9 / 2800^2 = 7{,}55 * 10^6\ N$ ,

knikgetal: $n = N_{cr}/N_d = 7500/ 644{,}7 = 11{,}7 > 5$ accoord

De belasting grijpt min of meer centrisch aan, door een kleine kromming of een asymmetrische aangrijpende belasting kunnen kleine excentriciteiten ontstaan. De minimale excentriciteit waarmee wordt gerekend is de grootste waarde van: [ *l*/300, 0,1 * t, 10 mm]

$e_{min}$ = grootste waarde van:; $l/300 = 2800 /300 = 9{,}3$ mm,
$0{,}1 * t = 0{,}1 * 200 = 20$ mm,
10 mm, conclusie: $e_{min} = 20$ mm.

Berekening spanningen in de wand op de begane grond, met het moment loodrecht op de wand.

$$N_d = 1{,}5 * F_{perm} + 1{,}5 * F_{ver} = 125 * 436{,}5 + 1{,}5 * (0 + 40{,}3 + 40{,}3) = 644{,}7\ kN$$

drukspanning: $\sigma_d = N_d/A = 644{,}7 * 10^6/(3600 * 200) = 0{,}9\ N/mm^2$

moment door excentriciteit: $M_d = N_d * e = 644{,}7 * 0{,}02 = 12{,}9$ kNm ,

Weerstandsmoment: $W = I/z = 2{,}4 * 10^9/ 100 = 24 * 10^6\ mm^3$
buigspanning: $\sigma_d = M_d/W = 12{,}9 * 10^6/(24 * 10^6) = 0{,}54\ N/mm^2$

maximale drukspanning: $\sigma_d = | -N_d/A - M_d/W | = |-0{,}9 - 0{,}54 = |-1{,}44\ N/mm^2 | < 2{,}5\ N/mm^2$

maximale trekspanning: $\sigma_d = -N_d/A + M_d/W = -0{,}9 + 0{,}54 = -0{,}36\ N/mm^2 < +0{,}1\ N/mm^2$
voldoet

De fundering
De wand is gefundeerd op 3 palen hart op hart 1,8 m. Maximale belasting per paal: $F_d = 375$ kN,

De maximale rekenwaarde van de normaalkracht door de verticale belastingen volgt uit:

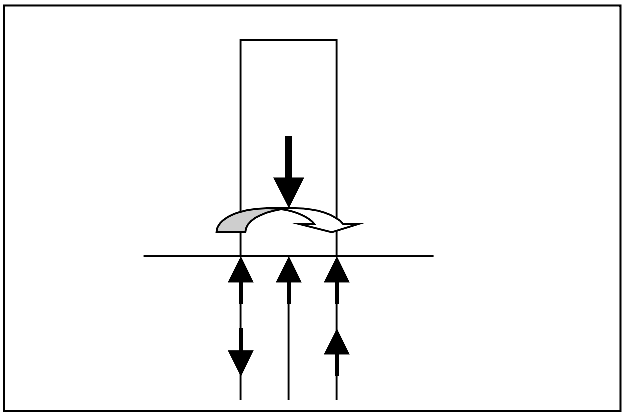
$N_d = 1{,}2 * F_{perm} + 1{,}5 * F_{ver} = 1{,}2 * 565{,}7 + 1{,}5 * (0 + 40{,}3 + 40{,}3 + 0{,}4 * 40{,}3) = 823{,}9$ kN

Belasting per paal: $F_d = 823{,}9/3 = 274{,}6$ kN < 375 kN

Windbelasting: $M_d = 1{,}5 * 71{,}4 = 107{,}1$ kNm,

De twee buitenste palen nemen het windmoment op: $M_u = \Sigma(F\ .z)$ ,
$M_u = F * 1{,}8 + F * 1{,}8 = F * 3{,}6$,

Belasting per paal: F = +/- M/3,6 = +/- 107,1 / 3,6 = +/-29,8 kN



*Figuur 28: Belasting op de paalfundering*

Maximale paalbelasting
De maximale rekenwaarde van de normaalkracht door de permanente en momentane verticale belastingen volgt uit:

$N_d = 1{,}2 * F_{perm} + 1{,}5 * F_{ver} = 1{,}2 * 565{,}7 + 1{,}5 * (0 + 0{,}4 *40{,}3 + 0{,}4 *40{,}3 + 0{,}4 * 40{,}3) = 751{,}4$ kN

Belasting per paal: $F_d = 751{,}4/3 = 250{,}5$ kN < 375 kN

De maximale en minimale belasting op de paal is:
Maximale paalbelasting: $F_d = |- 250{,}5 - 29{,}8| = \underline{280{,}3\ kN} < 375$ kN

Minimale paalbelasting: $F_d = -250{,}5 + 29{,}8 = -220{,}7$ kN, druk

Minimale paalbelasting
De minimale rekenwaarde van de normaalkracht door de gunstig werkende permanente verticale belastingen volgt uit:

$N_d = 0{,}9 * F_{perm} + 1{,}5 * 0 * F_{ver} = 0{,}9 * 565{,}7 + 1{,}5 * 0 = 509{,}1$ kN

Belasting per paal: $F_d = 509{,}1/3 = 169{,}7$ kN < 375 kN

Windbelasting: $M_d = 1{,}5 * 71{,}4 = 107{,}1$ kNm,

De twee buitenste palen nemen het windmoment op:

$M_d = \Sigma(F\ .z)$ ,    $M_d = F * 1{,}8 + F * 1{,}8 = F * 3{,}6$,

Belasting per paal: F = +/-M/3,6 = +/-107,1/3,6 = +/-29,8 kN

De maximale en minimale belasting op de paal is dan:

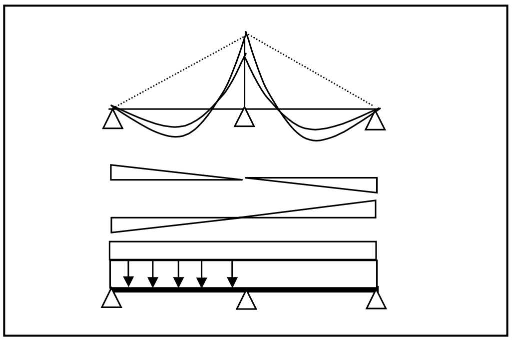
Maximale paalbelasting: $F_d$ = |-169,7 - 29,8| = 199,5 kN < 375 kN
Minimale paalbelasting: $F_d$ = -169,7 + 29,8 = -139,9 kN, druk

Capaciteit
De fundering heeft extra capaciteit.
Maximale paalbelasting: $F_d$ = |- 250,5 - 29,8| = 280,3 kN < 375 kN

Uiterste paalbelasting: $|- F_{d\ max\ vert} - 29{,}8| \leq 375$ kN → $F_{d\ max\ vert}$ = 345,2 kN

De factor voor de paalfundering voor de verticale belasting is ca 345,2/250,5= 1,38

**De funderingsbalk**
Belastingen op de funderingsbalk, lengte 3,6 m, de balk wordt ondersteund met 3 palen h.o.h.1,8 m.
doorsnede 400 * 600 $mm^2$,
Weerstandsmoment: $W = 400*600^2/6 = 24 * 10^6\ mm^3$



*Figuur 29: Belastingen op de funderingsbalk*

$N_d = 1{,}2 * F_{perm} + 1{,}5 * F_{ver}$ = 1,2 * 565,7 + 1,5 * (0 + 40,3 + 40,3 + 0,4 * 40,3) = 823,9 kN

Permanente belasting: $q_{dg}$ = 1,2 * 565,7 /3,6 = 188,6 kN/m

Veranderlijke belasting $q_{de}$ = 1,5 * 96,7/3,6 = 40,3 kN/m

Windbelasting: $M_d$ = 1,5 * 71,4 = 107,1 kNm,

$q_{de} = M/(l^2/6)$= 1,5 * 71,4/ $(3{,}6^2/6)$ = 49,6 kN/m

Inklemmend moment steunpunt B
Het windmoment veroorzaakt een antimetrische belasting op de balk, de belasting op de balk is op het ene veld omlaag en op het andere veld omhoog gericht. In de balk ontstaat door het windmoment geen inklemmend moment in het tussensteunpunt.
Het moment in het middensteunpunt is maximaal als beide velden vol belast worden, $M_B = {}^1/_8\ q.l^2$.

Permanente belasting: $q_{d\ g}$ = 1,2 * 565,7 /3,6 = 188,6 kN/m

Veranderlijke belasting: $q_{d\ e}$ = 1,5 * 96,7/3,6 = 40,3 kN/m

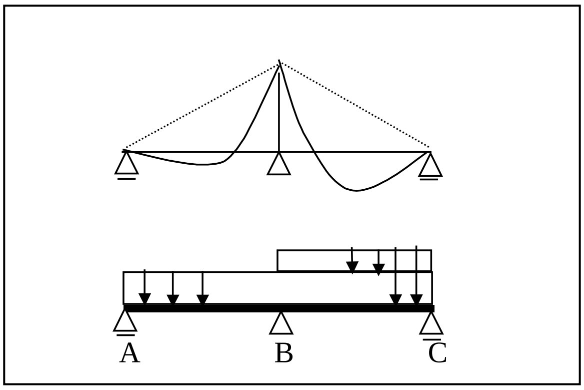
$M_{d\ B} = {}^1/_8\ q.l^2/8 = (188{,}6 + 40{,}3) * 1{,}8^2/8 = 92{,}7$ kNm

De rekenwaarde van de spanning is: $\sigma_d = M_d/W = 92{,}7 * 10^6/ (24 * 10^6) = 3{,}9\ N/mm^2$

Veldmoment

Het veldmoment is maximaal als op de ligger asymmetrisch wordt belast door de veranderlijke belasting.

*Figuur 30: Het veldmoment in BC is maximaal als op ligger B-C de permanente, de veranderlijke en de neerwaartse windbelasting aangrijpen.*




De ligger is in het tussensteunpunt gedeeltelijk ingeklemd, het inklemmend moment is gelijk aan:

$M_{d\,B} = q_{d\,g}.l^2/8 + q_{d\,e} * l^2/16 = 188,6 * 1,8^2/8 + 40,3 * 1,8^2/16 = 84,6$ kNm

De reactie in punt C is gelijk aan:

$R_c = ½\ q_d.l$ - $M_{dB}/l = ½ * (188,6+ 40,3) * 1,8 - 84,6/1,8 = 159$ kN

Het veldmoment is maximaal als de dwarskracht minimaal is aan nul, de afstand x tot het steunpunt volgt uit:

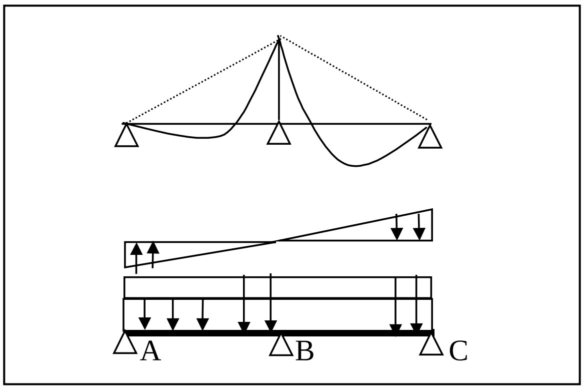
$x = R_c/q_d = 159 / (188,6 + 40,3) =0,7$ m.

Het moment in het veld volgt uit:

$M_{d\,veld} = R_c * x – ½\ q.x^2 = 159 * 0,7 – ½ * (188,6 + 40,3) * 0,7^2 = 55,2$ kNm

De rekenwaarde van de spanning is: $\sigma_d = M_d/W = 55,2 * 10^6/ (24 * 10^6) = 2,3$ N/mm$^2$

*Figuur 31: Het veldmoment in BC is maximaal als op ligger B-C de permanente,de veranderlijke en de neerwaartse windbelasting aangrijpen.*




Het veldmoment kan ook maximaal worden voor de belastingschikking van de windbelasting en de momentane veranderlijke belasting.

$N_d = 1,2 * F_{perm} + 1,5 * F_{ver} = 1,2 * 565,7 + 1,5 * (0 + 0,4 * 40,3 + 0,4 * 40,3 + 0,4 * 40,3) = 751,4$ kN

Permanente belasting: $q_{dg} = 1,2 * 565,7 /3,6 = 188,6$ kN/m

Veranderlijke momentane belasting:

$q_{de} = 1,5 * (0 + 0,4 * 40,3 + 0,4 * 40,3 + 0,4 * 40,3)/ 3,6 = 20,2$ kN/m

De ligger is in het tussensteunpunt ingeklemd, het inklemmend moment is gelijk aan:

$M_{d\,B} = q_{d\,g}.l^2/8 + q_{d\,e} * l^2/16 = (188,6 + 20,2) * 1,8^2/8 = 84,6$ kNm

Het veldmoment kan als volgt worden benaderd. Hierbij maken we gebruik van de zogenaamde "vergeet me nietjes". Voor een ligger op twee steunpunten is het veldmoment door de gelijkmatig verdeelde belasting gelijk aan:

$$M_{veld} = q_d * l^2/8$$

Voor een ligger op twee steunpunten is het veldmoment door de driehoekig wind belasting gelijkmatig verdeelde belasting gelijk aan:

$$M_{veld} = 0,064 * q_{d\,w} * l^2$$

Voor de gedeeltelijk ingeklemde ligger wordt het moment in het veld gedeeltelijk gereduceerd door het inklemmend moment. Het maximale veldmoment zal ongeveer op x = 0,4 * $l$ van het eindsteunpunt optreden. Het reducerend effect van het inklemmend moment voor x = 0,4 * $l$ is daar 0,4 * $M_{d\,B}$ . Bij benadering is het maximale veldmoment gelijk aan:

$$M_{veld} = q_d * l^2/8 + 0,064\ q_{d\,w} * l^2 - 0,4 * M_{d\,B}$$

$$M_{d\,veld} = (188,6 + 20,2)* 1,8^2/8 + 0,064 * 49,6 * 1,8^2 - 0,4 * 84,6 = 61,0 \text{ kNm}$$

De rekenwaarde van de spanning is: $\sigma_d = M_d/W = 61,0 * 10^6/ (24 * 10^6) = 2,5$ N/mm$^2$

De spanningen in de funderingsbalk zijn kleiner dan de spanningen waarop de balk werd berekend. De funderingsbalk heeft extra draagvermogen.

Tabel 3: Momenten en spanningen in de funderingsbalk

| | oud | | nieuw | |
|---|---|---|---|---|
| | moment | spanning | moment | spanning |
| $M_{d\,veld}$ = | 83,3 kNm | 3,5 N/mm$^2$ | 61,0 kNm | 2,5 N/mm$^2$ |
| $M_{d\ B}$ = | 115,1 kNm | 4,8 N/mm$^2$ | 92,7 kNm | 3,9 N/mm$^2$ |

De spanningen voldoen, bij deze belasting hoeft de constructie niet versterkt te worden. De constructie heeft extra draagvermogen. De belasting kan worden verhoogd. Het veldmoment en tussensteunpunt moment kan worden verhoogd met een factor gelijk aan $M_{oud}/M_{nieuw}$ .

Voor het veldmoment: $M_{oud}/M_{nieuw}$ = 83,3/61,0 = 1,36
Voor het steunpunt moment: $M_{oud}/M_{nieuw}$ =115,1/92,7 = <u>1,24</u> De belasting kan ca 24% hoger zijn.

Vergelijking berekening TGB72 en huidige norm

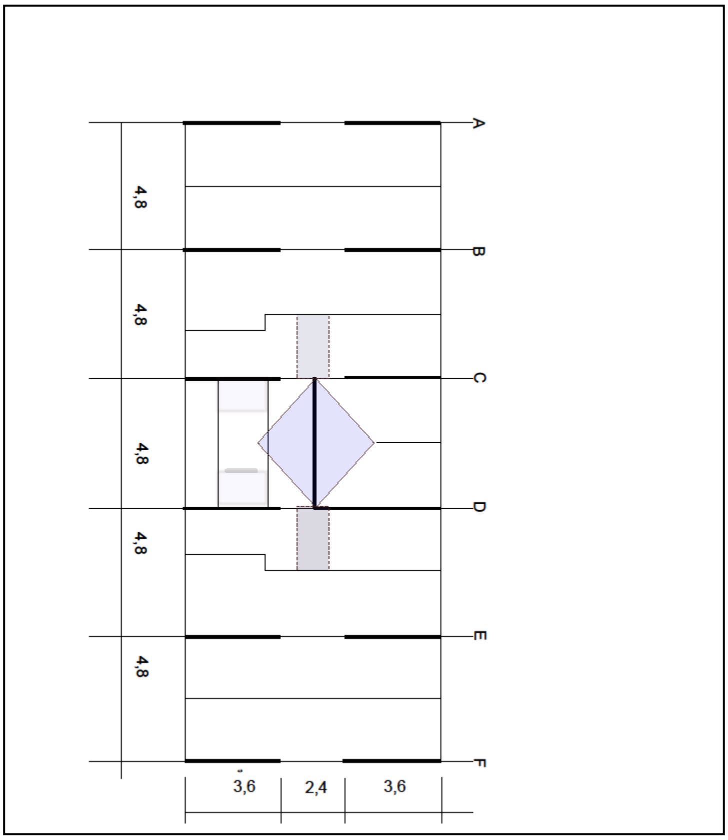
| | | TGB 72 | huidige norm |
|---|---|---|---|
| wand | maximale spanning | -1,34 N/mm$^2$ | -1,05 N/mm$^2$ |
| | minimale spanning | -0,66 N/mm$^2$ | -0,3 N/mm$^2$ |
| paalfundering | maximale paalbelasting | -370,8 kN . | -280,3 kN . |
| | minimale paalbelasting | -253,1 kN . | -139,9 kN . |
| funderingsbalk | spanning veld | 3,5 N/mm$^2$ | 2,5 N/mm$^2$ |
| | spanning inklemming | 4,8 N/mm$^2$ | 3,9 N/mm$^2$ |

De wand, de paalfundering en de funderingsbalk voldoen. De constructie heeft extra draagvermogen. De funderingsbalk is maatgevend, het extra draagvermogen is ca <u>24%.</u> In een volgend hoofdstuk zal aangetoond worden dat een optopping tot de mogelijkheden behoort.

**De oorspronkelijke berekening van de wand in het trappenhuis**

De vloeren spannen tussen de wanden evenwijdig aan de kopgevels, de wand van het trappenhuis loodrecht op de kopgevel draagt een deel van de belasting van de vloer en het dak naast de wand af naar de fundering. De kop van de wand wordt aan beide zijden belast door een strook met een breedte van 1,2 m en een overspanning van 4,8 m, het vloeroppervlak afdragend op een kop van de wand is gelijk aan: 1,2 * (½ * 4,8) $m^2$. Naast de wand kunnen we in de plattegrond van de vloer een driehoek tekenen met een oppervlak: ½ * 4,8 * 2,4 $m^2$. Voor de vloeren in het trappenhuis wordt voor de eenvoud het zelfde oppervlak genomen: ½ * 4,8 * 2,4 $m^2$.  Het totale vloeroppervlak dragend op de wand is dan:

$$O = 2 * [½ * 4,8 * 2,4 + 1,2 * ½ * 4,8] = 17,3\ m^2.$$




*Figuur 32: Verdiepingvloer, belasting op wand*

Windbelasting op de kopgevels, breedte 9,6 m:

| windbelasting | hoogte [m] | breedte | lengte | | [kN] |
|---|---|---|---|---|---|
| 3$^e$ verdieping: | | | | | |
| druk + zuiging: | ½ * 2,8 + 0,3 | 9,6 | | $F_w$ = 9,6 * (½ * 2,8 + 0,3) * 0,72 = | 11,8 kN |
| wrijving dak: | | 9,6 | 24,0 | $F_w$ = 9,6 * 24,0 * 0,03 = | 6,9 kN |
| wrijving gevels: | ½ * 2,8 + 0,3 | | 24,0 | $F_w$ = 2 *24,0*(½*2,8 + 0,3)*0,03 = | 2,5 kN |
| | | | | $F_w$ = | 21,2 kN |
| 1$^e$/2$^e$ verdieping: | | | | | |
| druk + zuiging: | 2,8 | 9,6 | | $F_w$ = 2,8 * 9,6 * 0,72 = | 19,4 kN |
| wrijving gevels: | 2,8 | | 24,0 | $F_w$ = 2 * 2,8 * 24,0 * 0,03 = | 4,0 kN |
| | | | | $F_w$ = | 23,4 kN |

**Gewichtsberekening wand in het trappenhuis, oorspronkelijke belastingen**

| | overspanning /hoogte [m] | breedte [m] | belasting [kN/m$^2$] | F = p * Opp. | perm. [kN] | ver. [kN] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| dak veranderlijk: | | | 1,0 | 17,3 * 1,0 | | 17,3 |
| dak permanent: | | | 4,4 | 17,3 * 4,4 | 76,1 | |
| wand: | 2,6 | 5,0 | 4,0 | 2,6 * 4,8 * 4,0 | 52,0 | |
| op 2$^e$ verdieping: | | | | | 128,1 | |
| vloer veranderlijk: | | | 1,5 | 17,3 * 1,5 | | 26,0 |
| vloer permanent: | | | 4,4 | 17,3 * 4,4 | 76,1 | |
| wand: | 2,6 | 5,0 | 4,0 | 2,6 * 4,8 * 4,0 | 52,0 | |
| op 1$^e$ verdieping: | | | | | 256,2 | |
| vloer veranderlijk: | | | 1,5 | 17,3 * 1,5 | | 26,0 |
| vloer permanent: | | | 4,4 | 17,3 * 4,4 | 76,1 | |
| wand | 2,6 | 5,0 | 4,0 | 2,6 * 4,8 * 4,0 | 52,0 | |
| op begane grond | | | | | 384,3 | |
| vloer veranderlijk | | | 1,5 | 17,3 * 1,5 | | 26,0 |
| vloer permanent: | | | 4,4 | 17,3* 4,4 | 76,1 | |
| funderingsbal:; | | 4,8 | 5,8 | 4,8 * 5,8 | 27,8 | |
| op de fundering: | | | | | 488,2 | |

Wand

Wand, dikte 200 mm, lengte 5000 mm.

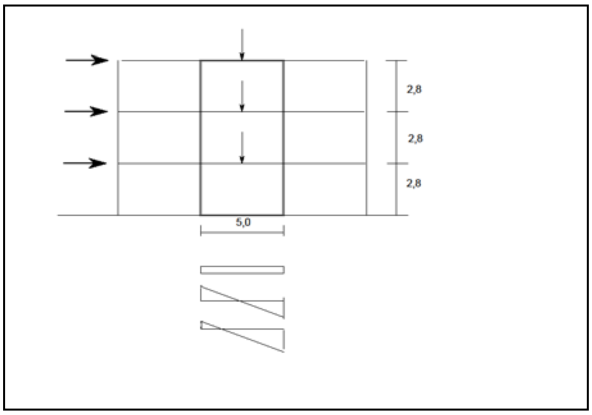
Oppervlak doorsnede: $A = 200 * 5000 = 1{,}0 * 10^6\ mm^2$,

Kwadratisch oppervlakte moment: $I = 200 * 5000^3/12 = 2{,}08 * 10^{12}\ mm^4$,

Weerstandsmoment: $W = I/z = 2{,}08 * 10^{12}/ 2500 = 833 * 10^6\ mm^3$

Horizontale belastingen op de wand: $H_{dak} = 21{,}2$ kN
$H_{verdieping} = 23{,}4$ kN

$$M_{wind} = 21{,}2 * (3 * 2{,}8) + 23{,}4 * ( 2 * 2{,}8) + 23{,}4 * 2{,}8 = 374{,}6 \text{ kNm}$$




*Figuur 33: Schema wand in het trappenhuis.*

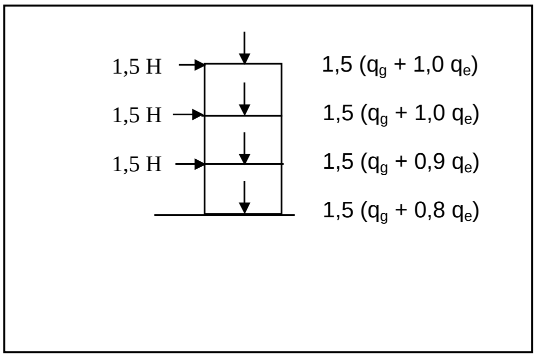
Rekenwaarde spanningen, windbelasting permanente en veranderlijke belasting

Rekenwaarde normaalkracht op de begane grond, in het verleden werd gerekend met de permanente belasting en veranderlijke belastingen op het dak en de bovenste vloer en een afnemende veranderlijke belasting op de volgende vloeren.

De rekenwaarde normaalkracht op de begane grond wordt dan berekend met de permanente belasting en veranderlijke belastingen op het dak en de bovenste vloer, zijnde de 2$^e$ verdieping, en 0,9 * de veranderlijke belasting op de eerste verdieping:

Normaalkracht: $N_d = 1{,}5 * (384{,}3 + 17{,}3 + 26 + 0{,}9 * 26) = 676{,}5$ kN

*Figuur 34:belastingen op de wand in het trappenhuis*




Maximale drukspanning
Rekenwaarde spanningen door de permanente, de veranderlijk en de windbelasting
drukspanning verticale belasting: $\sigma_d = N_d/A = 676{,}5*10^3/(10^6) = 0{,}68$ N/mm$^2$

Buigspanning: $\sigma_d = 1{,}5 * M_{rep}/W =$
$\sigma_d = 1{,}5 * 374{,}6 * 10^6/833*10^6 = 0{,}67$ N/mm$^2$

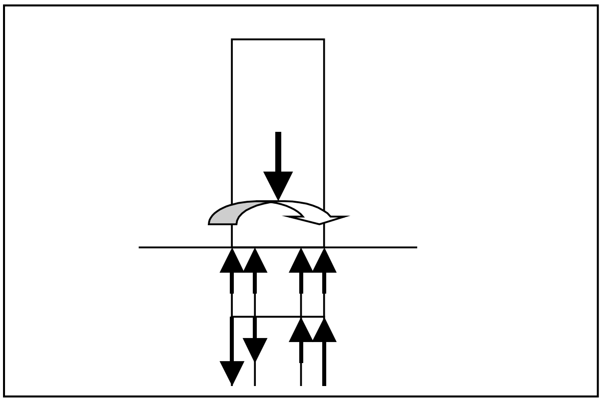
maximale drukspanning: $\sigma_d = |-0{,}68 - 0{,}67| = \underline{|1{,}35|\text{ N/mm}^2} < 2{,}5$ N/mm$^2$
maximale trekspanning: $\sigma_d = -0{,}68 + 0{,}67 = -0{,}01$ N/mm$^2 < 0{,}1$ N/mm$^2$

Minimale drukspanning
Rekenwaarde spanningen door de permanente belasting en de windbelasting
drukspanning verticale belasting: $\sigma_d = N_d/A = 1{,}5 * 384{,}3*10^3/(10^6) = 0{,}58$ N/mm$^2$

Buigspanning: $\sigma_d = 1{,}5 * M_{rep}/W =$
$\sigma_d = 1{,}5 * 374{,}6 * 10^6/833*10^6 = 0{,}67$ N/mm$^2$

maximale drukspanning: $\sigma_d = |-0{,}58 - 0{,}67| = |1{,}25|$ N/mm$^2 < 2{,}5$ N/mm$^2$
maximale trekspanning: $\sigma_d = -0{,}58 + 0{,}67 = \underline{+0{,}09\text{ N/mm}^2} < 0{,}1$ N/mm$^2$
net geen scheurvorming

Fundering
De wand wordt gefundeerd op 4 palen met hart op hart afstanden 1,2 m, 2,4 m, 1,2 m, de maximale belasting per paal is $F_d$ = 375 kN.



*Figuur 35: Fundering van de wand in het trappenhuis*

De maximale verticale belasting door de permanente en veranderlijke belasting is gelijk aan:

$N_d = 1{,}5 * F_{perm} + 1{,}5 * F_{ver} =$

$N_d = 1{,}5 * 488{,}2 + 1{,}5 * (17{,}3 + 26 + 0{,}9 *26 + 0{,}8 * 26) = 863{,}6$ kN

Belasting per paal: $F_d = 863{,}6/4 = 215{,}9$ kN < 375 kN

Windbelasting $M_d$ = 1,5 * 374,6 = 561,9 kNm, de 4 palen onder de wand nemen het wind moment op, de paalbelasting volgt uit het momenten evenwicht:

Kwadratisch oppervlaktemoment: $I = \Sigma(A_p .z^2)$ , $= A_p * 2 * (1,2^2 + 2,4^2) = 14,4 * A_p$

De maximale paalbelasting volgt uit: $F = A_p * \sigma = A_p * M * z/I$

$$F_d = +/- A_p * M_d * 2,4/(A_p*14,4) = +/-561,9 * 2,4/14,4 = +/-93,7 \text{ kN}$$

Maximale paalbelasting

De maximale belasting op de paal ontstaat bij permanente belasting + veranderlijke belasting + wind; per paal permanent + veranderlijke belasting:

Maximale paalbelasting: $F_d$ = |-215,9| – 93,7| = 309,6 kN < 375 kN
Minimale paalbelasting: $F_d$ = -215,9 + 93,7 = -122,2 kN, druk

Minimale paalbelasting

De minimale belasting op de paal ontstaat bij permanente belasting + wind belasting.
De maximale verticale belasting door de permanente belasting is gelijk aan:

$$N_d = 1,5 * F_{perm} = 1,5 * 488,2 = 732,3 \text{ kN}$$

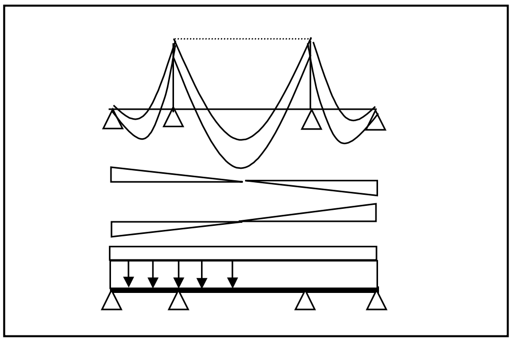
Belasting per paal: $F_d$ = 732,3/4 = 183,1 kN < 375 kN

Maximale paalbelasting: $F_d$ = |-183,1 – 93,7| = 276,8 kN < 375 kN
Minimale paalbelasting: $F_d$ = -183,1 + 93,7 = -89,4 kN, geen trek

**De funderingsbalk**

Belastingen op de funderingsbalk, lengte 5,0 m, de balk wordt ondersteund met 4 palen h.o.h.1,2 m 2,4 m en 1,2 m. Doorsnede 400 * 600 $mm^2$, weerstandsmoment: $W = 400*600^2/6 = 24 * 10^6$ $mm^3$

*Figuur 36: Belastingen op de funderingsbalk*



De maximale verticale belasting door de permanente en veranderlijke belasting is gelijk aan:

$$N_d = 1,5 * F_{perm} + 1,5 * F_{ver} =$$

$$N_d = 1,5 * 488,2 + 1,5 * (17,3 + 26 + 0,9 *26 + 0,8 * 26) = 863,6 \text{ kN}$$

De maximale rekenwaarde van de normaalkracht door de verticale belastingen is:

Permanente belasting: $q_{dg}$ = 1,5 * 488,2 /5,0 = 146,5 kN/m

Veranderlijke belasting $q_{de}$ = 1,5 * 87,5/5,0 = 26,3 kN/m

Windbelasting: $M_d = 1,5 * 374,6 = 561,9$ kNm

$q_{de} = M/(l^2/6) = 1,5 * 374,6 / (5^2/6) = 134,9$ kN/m

Benadering momenten

Voor 1972 had men nog niet de beschikking over computers, de momenten in de funderingsbalk werden met eenvoudige methoden bepaald. Deze methoden worden in dit dictaat niet verder uitgewerkt. De wand is veel stijver dan de balk, zodat de momenten in de balk gereduceerd worden. Het middenstuk van de balk is tweemaal zo lang als de eindbalken, zodat het middenstuk maatgevend zal zijn. Het middenstuk kan worden beschouwd als een ligger ingeklemd in de steunpunten. Om globaal een indruk te krijgen van de grootte van de momenten en spanningen wordt de momentensom voor de ligger bepaald voor de verticale belasting. Voor een ligger belast met een gelijkmatig verdeelde belasting is de momentensom gelijk aan: $M = {}^1/_8\, q.l^2$. Door de verticale belasting ontstaan in de ligger momenten in de steunpunten en het veld. De momentensom wordt als het ware verdeeld over de steunpunten en het veld. De momenten in de steunpunten en het veld zullen kleiner zijn dan de momentensom: $M < {}^1/_8\, q.l^2$ . In het midden van de balk is de belasting door de permanente en veranderlijke belasting gelijk aan:

$q_d = 146,5 + 26,3 = 172,8$ kN/m,

$M_{d\ som} = {}^1/_8\, q.l^2 = 172,8 * 2,4^2 /8 = 124,4$ kNm

De rekenwaarde van de spanning is: $\sigma_d = M_d/W = 124,4 * 10^6/ (24 * 10^6) = 5,2$ N/mm$^2$

Deze spanning is niet groot, uit een detectie van de wapening zal moeten blijken of de balk op deze momenten en spanningen werd gewapend.

## Berekening van de wand in het trappenhuis volgens de huidige norm

In overeenstemming met de huidige voorschriften wordt de wand berekend met een veranderlijke vloer- belasting van 1,75 kN/m$^2$.

**Gewichtsberekening stabiliteitswand loodrecht kopgevel in het trappenhuis**

| | overspanning /hoogte [m] | breedte [m] | belasting [kN/m$^2$] | F = p * Opp. | perm. [kN] | ver. [kN] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| dak veranderlijk: | | | 1,0 | 17,3 * 1,0 | | 17,3 |
| dak permanent: | | | 4,4 | 17,3 * 4,4 | 76,1 | |
| wand: | 2,6 | 5,0 | 4,0 | 2,6 * 4,8 * 4,0 | 52,0 | |
| op 2$^e$ verdieping: | | | | | 128,1 | |
| vloer veranderlijk: | | | 1,75 | 17,3 * 1,75 | | 30,3 |
| vloer permanent: | | | 4,4 | 17,3 * 4,4 | 76,1 | |
| wand: | 2,6 | 5,0 | 4,0 | 2,6 * 4,8 * 4,0 | 52,0 | |
| op 1$^e$ verdieping: | | | | | 256,2 | |
| vloer veranderlijk: | | | 1,75 | 17,3 * 1,75 | | 30,3 |
| vloer permanent: | | | 4,4 | 17,3 * 4,4 | 76,1 | |
| wand | 2,6 | 5,0 | 4,0 | 2,6 * 4,8 * 4,0 | 52,0 | |
| op begane grond | | | | | 384,3 | |
| vloer veranderlijk | | | 1,75 | 17,3 * 1,75 | | 30,3 |
| vloer permanent: | | | 4,4 | 17,3* 4,4 | 76,1 | |
| funderingsbal:; | | 4,8 | 5,8 | 4,8 * 5,8 | 27,8 | |
| op de fundering: | | | | | 488,2 | |

Wand

Dikte 200 mm, lengte 5000 mm. Oppervlak doorsnede: $A = 200 * 5000 = 1{,}0 * 10^6\ mm^2$,

Kwadratisch oppervlakte moment: $I = 200 * 5000^3/12 = 2{,}08 * 10^{12}\ mm^4$,

Weerstandsmoment: $W = I/z = 2{,}08 * 10^{12}/ 2500 = 833 * 10^6\ mm^3$

Horizontale belastingen op de wand: $H_{dak} = 21{,}2$ kN
$H_{verdieping} = 23{,}4$ kN

$$M_{wind} = 21{,}2 * (3 * 2{,}8) + 23{,}4 * ( 2 * 2{,}8) + 23{,}4 * 2{,}8 = 374{,}6\ kNm$$

Gebruiksfase, scheurvorming

Gecontroleerd worden of de wand in de gebruiksfase niet zal scheuren. De wand zal scheuren als de verticale belasting minimaal is en het buigend moment maximaal.

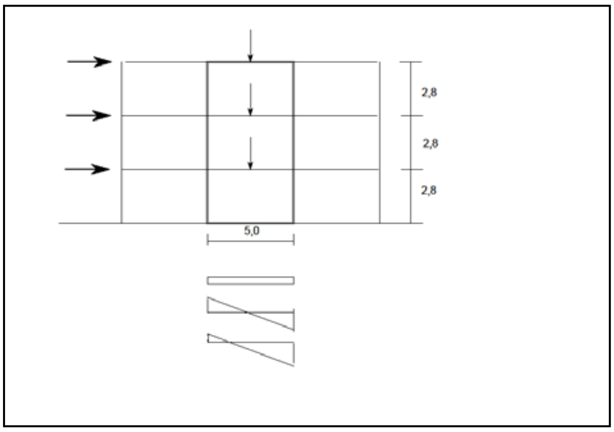
Minimale normaalkracht: $N_d = 384{,}3$ kN

drukspanning verticale belasting: $\sigma_{rep} = N_d/A = 384{,}3*10^3/(10^6) = 0{,}38\ N/mm^2$

Buigspanning: $\sigma_{rep} = +/-M_{rep}/W = +/-374{,}6 * 10^6/833*10^6 = +/-0{,}45\ N/mm^2$

maximale drukspanning: $\sigma_d = |-0{,}38 – 0{,}45| = 0{,}83\ N/mm^2 < 2{,}5\ N/mm^2$
maximale trekspanning: $\sigma_d = -0{,}38 + 0{,}45 = +0{,}07\ N/mm^2 < 0{,}1\ N/mm^2$

In de gebruiksfase zal de wand net niet scheuren




*Figuur 37: Schema van de wand in trappenhuis loodrecht op de kopgevels*

Rekenwaarde spanningen, permanente en veranderlijke belastingen

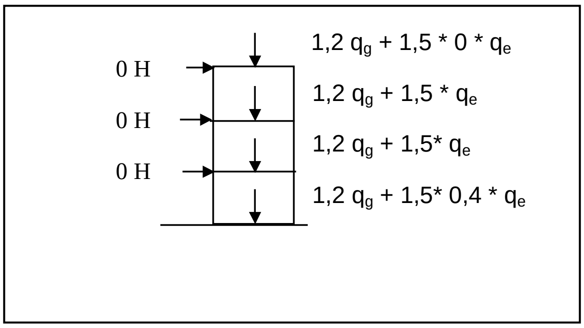
De rekenwaarde voor de normaalkracht op de begane grond wordt berekend voor verschillende belasting combinaties.

Rekenwaarde spanningen door de permanente en veranderlijke belastingen

Rekenwaarde maximale normaalkracht op de begane grond. Momenteel wordt gerekend met de permanente belasting en de extreme veranderlijke belastingen op twee vloeren, op de overige vloeren wordt gerekend met de gereduceerde belasting, met $\psi = * 0{,}4$.

De rekenwaarde voor de maximale normaalkracht op de begane grond uitgaande van de permanente belasting en de veranderlijke belastingen op de 2e en 1e verdieping.

Normaalkracht: $N_d = 1{,}2 * 384{,}3 + 1{,}5 * (0 + 30{,}3 + 30{,}3) = 552{,}1$ kN drukspanning verticale belasting: $\sigma_d = N_d/A = 552,1*10^3/(10^6) = 0,55$ N/mm$^2$

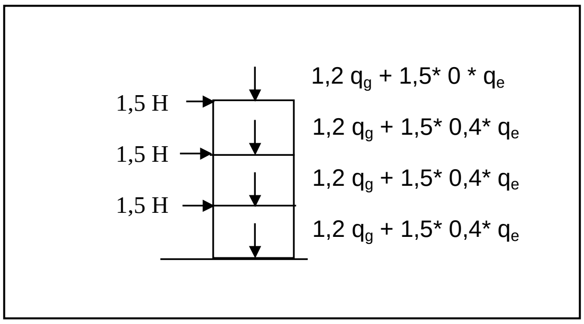



*Figuur 38: Schema van de wand in het trappenhuis, verticale permanente en extreme belasting*

<u>De rekenwaarde voor de normaalkracht op de begane grond uitgaande van alleen permanente belasting.</u>

Normaalkracht: $N_d = 1,35 * 384,3 = 518,8$ kN

drukspanning verticale belasting: $\sigma_d = N_d/A = 518,8*10^3/(10^6) = 0,52$ N/mm$^2$




*Figuur 39: Schema van de wand in het trappenhuis, wind belasting permanente belasting en momentane extreme belasting*

<u>De rekenwaarde voor de normaalkracht op de begane grond uitgaande van de windbelasting, de permanente belasting en de momentane verticale veranderlijke belastingen.</u>

Normaalkracht: $N_d = 1,2 * 384,3 + 1,5 * (0 + 0,4 * 30,3 + 0,4 * 30,3) = 497,5$ kN

drukspanning verticale belasting: $\sigma_d = N_d/A = 497,5*10^3/(10^6) = 0,5$ N/mm$^2$

Buigspanning: $\sigma_d = +/-1,5 * M_{rep}/W =$
$\sigma_d = +/-1,5 * 374,6 * 10^6/833*10^6 = +/-0,67$ N/mm$^2$

maximale drukspanning: $\sigma_d = |-0,5 - 0,67| = \underline{|-1,17|\ \text{N/mm}^2} < 2,5$ N/mm$^2$
maximale trekspanning: $\sigma_d = -0,5 + 0,67 = +0,17$ N/mm$^2$ > 0,1 N/mm$^2$

<u>De rekenwaarde voor de normaalkracht op de begane grond uitgaande van een gunstig werkende permanente belasting en de windbelasting.</u>

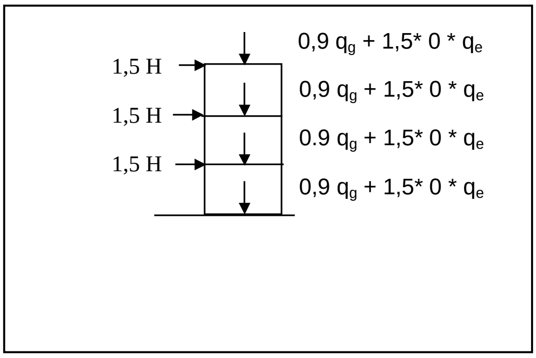
Normaalkracht (gunstig): $N_d = 0,9 * 384,3 = 345,9$ kN

drukspanning verticale belasting: $\sigma_d = N_d/A = 345,9*10^3/(10^6) = 0,35$ N/mm$^2$

Buigspanning: $\sigma_d = 1,5 * M_{rep}/W =$
$\sigma_d = 1,5 * 374,6 * 10^6/833*10^6 = 0,67$ N/mm$^2$

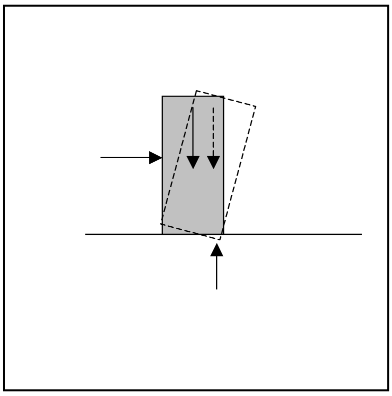
maximale drukspanning: $\sigma_d = |-0,35 - 0,67| = |1,02|$ N/mm$^2$ < 2,5 N/mm$^2$
maximale trekspanning: $\sigma_d = -0,35 + 0,67 = \underline{+0,32\ \text{N/mm}^2} > 0,1$ N/mm$^2$
de wand scheurt.

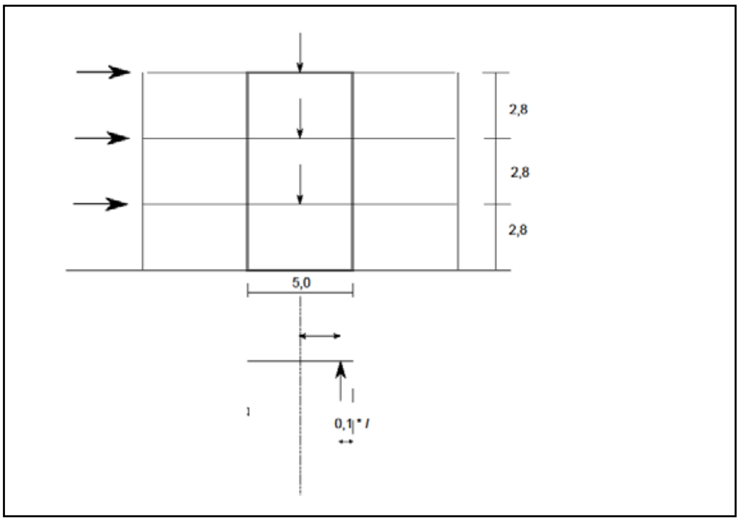
*Figuur 40: Schema van de wand in het trappenhuis, wind belasting en permanente belasting gunstig.*




In de wand ontstaan in de gebruiksfase kleine trekspanningen, deze voldoen aan de norm, de wand zal net niet scheuren. In de uiterste grenstoestand is de trekspanning te hoog, de wand zal scheuren, zal de wand nu ook bezwijken? In de volgende berekening wordt het kantelevenwicht onderzocht.

Het kantelevenwicht






*Figuur 41: Het kantelevenwicht van de wand.*

De wand scheurt in het bezwijkstadium. De gescheurde wand kan geen trekspanning opnemen. Controleer of de gescheurde wand niet kantelt. De wand kantelt als het moment door de wind belasting $M_d$ groter is dan het moment van de permanente belasting om het kantelpunt. Het kantelpunt wordt genomen op een afstand 0,1 * de lengte van de wand van de gedrukte zijkant.

De rekenwaarde van het windmoment is gelijk aan: $M_d = 1{,}5 * 374{,}6$ kNm $= 561{,}9 * 10^6$ Nmm

De normaalkracht is minimaal gelijk aan: $N_d = 0{,}9 * F_{perm} = 0{,}9 * 488{,}2 = 439{,}4$ kN

Moment om het kantelpunt: $M_u = N_{dg} * 0{,}4 * l = 439{,}4 * 0{,}4 * 5{,}0 = 878{,}8$ kNm

$M_d = 569{,}1$ kNm $< M_u = 878{,}8$ kNm, de wand kantelt niet.

Fundering

De wand wordt gefundeerd op 4 palen hart op hart afstanden 1,2 m, 2,4 m, 1,2 m, de maximale belasting per paal is $F_d = 375$ kN,

Permanente + veranderlijke belastingen

De maximale verticale belasting door de permanente en veranderlijke belasting is gelijk aan:

$N_d = 1{,}2 * F_{perm} + 1{,}5 * F_{ver} = 1{,}2 * 488{,}2 + 1{,}5 * (0 + 30{,}3 + 30{,}3 + 0{,}4 * 30{,}3) = 720{,}9$ kN

Belasting per paal: $F_d = 720{,}9/4 = 180{,}2$ kN $< 375$ kN

<u>Permanente + veranderlijke belastingen + windbelasting</u>
De maximale verticale belasting door de windbelasting gecombineerd met de permanente en de momentane veranderlijke belasting is gelijk aan:

Normaalkracht: $N_d = 1{,}2 * F_{perm} + 1{,}5 * \psi * F_{ver}$

$$N_d = 1{,}2 * 488{,}2 + 1{,}5 * (0 * 17{,}3 + 0{,}4 * 26 + 0{,}4 * 26 + 0{,}4 * 26{,}0) = 666{,}3 \text{ kN}$$

Belasting per paal: $F_d = 666{,}3/4 = 166{,}6 \text{ kN} < 375 \text{ kN}$

Windbelasting $M_d = 1{,}5 * 374{,}6 = 561{,}9$ kNm, de 4 palen onder de wand nemen het wind moment op, de paalbelasting volgt uit het momenten evenwicht:

Kwadratisch oppervlaktemoment: $I = \Sigma(A_p .z^2)$ , $= A_p * 2 * (1{,}2^2 + 2{,}4^2) = 14{,}4 * A_p$

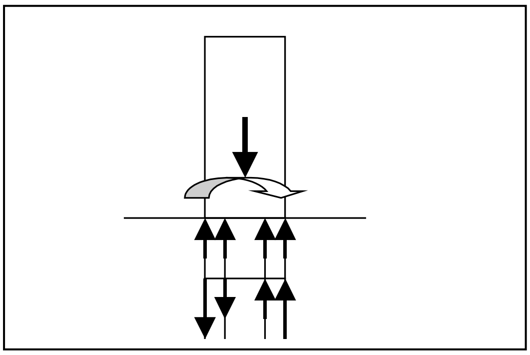
De maximale paalbelasting volgt uit: $F = A_p * \sigma = A_p * (M * z/I)$

$$F = +/- A_p*M_d *2{,}4/(A_p*14{,}4) = +/-561{,}9 * 2{,}4/14{,}4 = +/-93{,}7 \text{ kN}$$

De maximale belasting op de paal ontstaat bij permanente belasting + veranderlijke belasting + wind; per paal permanent + veranderlijke belasting:

Maximale paalbelasting: $F_d = |-166{,}6| - 93{,}7| = \underline{260{,}3 \text{ kN}} < 375 \text{ kN}$
Minimale paalbelasting: $F_d = -166{,}6 + 93{,}7 = - 72{,}9$ kN, geen trek

*Figuur 42: Fundering van de wand in het trappenhuis*



<u>Permanente belasting gunstig + windbelasting</u>
De maximale belasting door de permanente belasting gunstig is gelijk aan:

Normaalkracht: $N_d = 0{,}9 * F_{perm} = 0{,}9 * 488{,}2 = 439{,}4$ kN

Belasting per paal: $F_d = 439{,}4/4 = 109{,}9$ kN

Windbelasting $M_d = 1{,}5 * 374{,}6 = 561{,}9$ kNm, de 4 palen onder de wand nemen het wind moment op, de paalbelasting volgt uit het momenten evenwicht:

Kwadratisch oppervlaktemoment: $I = \Sigma(A_p .z^2)$ , $= A_p * 2 * (1{,}2^2 + 2{,}4^2) = 14{,}4 * A_p$

De grootste paalbelasting volgt uit: $F = A_p * \sigma = A_p * M * z/I$

$$F = +/- A_p * M_d * 2{,}4/(A_p*14{,}4) = +/-561{,}9 * 2{,}4/14{,}4 = +/-93{,}7 \text{ kN}$$

De maximale belasting op de paal ontstaat bij permanente belasting + veranderlijke belasting + wind; per paal permanent + veranderlijke belasting:

Maximale paalbelasting: $F_d = |-109{,}9| - 93{,}7| = 203{,}6$ kN < 375 kN
Minimale paalbelasting: $F_d = -109{,}9 + 93{,}7 = \underline{-16{,}2 \text{ kN},}$ geen trek

**De funderingsbalk**
Belastingen op de funderingsbalk met een lengte gelijk aan 5,0 m, de balk wordt ondersteund met 4 palen h.o.h.1,2 m, 2,4 m en 1,2 m.
Doorsnede 400 * 600 $mm^2$, weerstandsmoment: $W = 400*600^2/6 = 24 * 10^6\ mm^3$

De maximale verticale belasting door de permanente en veranderlijke belasting is gelijk aan:

$$N_d = 1{,}2 * F_{perm} + 1{,}5 * F_{ver} =$$

$$N_d = 1{,}2 * 488{,}2 + 1{,}5 * (0 + 26 + 26 + 0{,}4 * 26{,}0) = 679{,}4 \text{ kN}$$

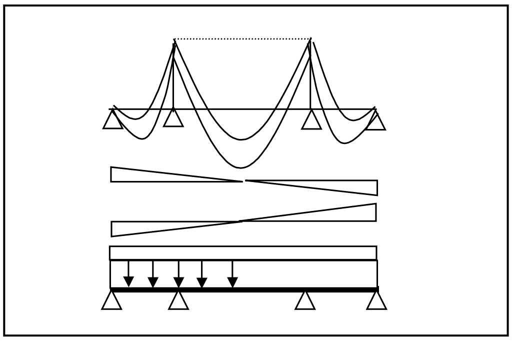
Permanente belasting: $q_{dg} = 1{,}2 * 488{,}2 /5{,}0 = 117{,}2$ kN/m

Veranderlijke belasting $q_{de} = 1{,}5 * 62{,}4/5{,}0 = 18{,}7$ kN/m

Windbelasting: $M_d = 1{,}5 * 374{,}6 = 561{,}9$ kNm

$q_{de} = M/(l^2/6)= 1{,}5 * 374{,}6/ (5^2/6) = 134{,}9$ kN/m

*Figuur 43: Belastingen op de funderingsbalk*

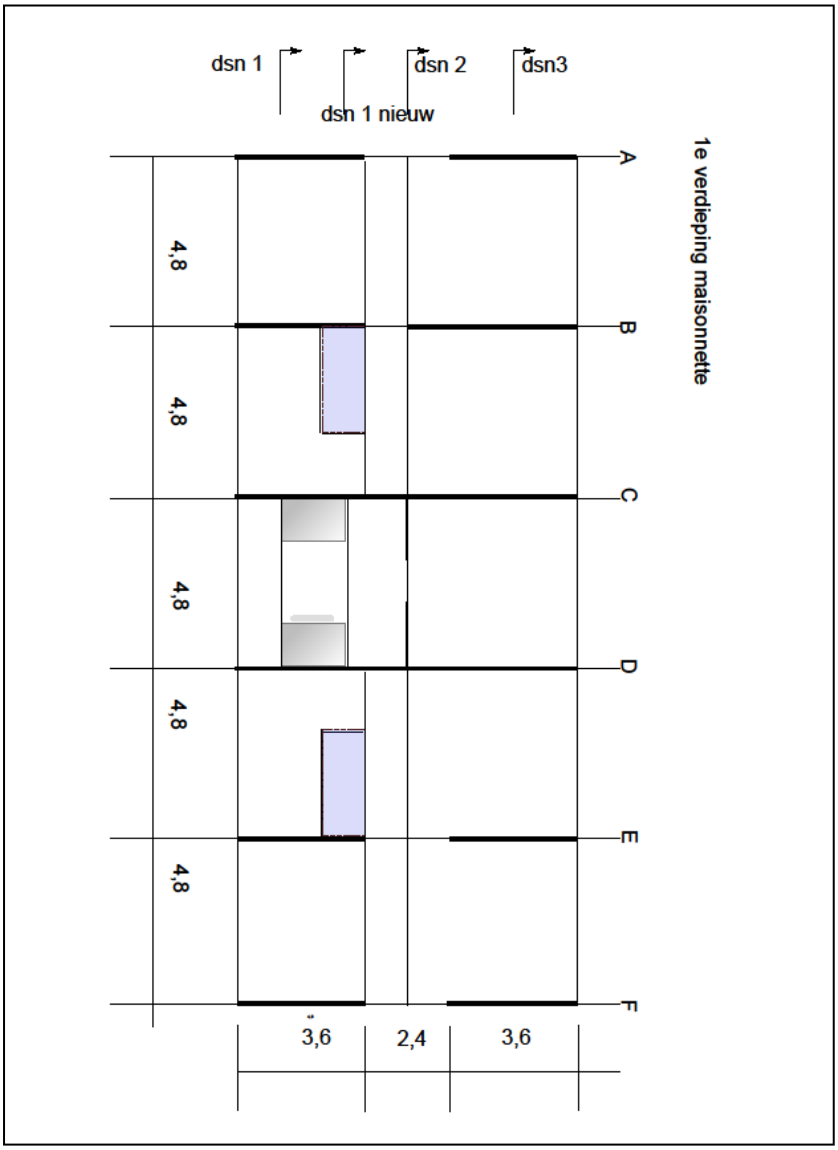


De belastingen door de verticale belasting berekend volgens de huidige voorschriften zijn kleiner dan de oorspronkelijke belastingen berekend in het verleden. Als de balk goed gewapend is zal deze extra draagvermogen hebben. Dit zal moeten blijken uit een bestudering van de oude berekeningen en tekeningen.

**Conclusies wand trappenhuis**
De fundering voldoet en heeft overcapaciteit. In de wand ontstaan in de gebruiksfase kleine trekspanningen, deze voldoen aan de norm, de wand zal net niet scheuren. In de uiterste grenstoestand is de trekspanning te hoog, de wand zal scheuren, maar zal niet kantelen. Gezien de hoge trekspanning in de gebruiksfase zal de wand scheuren als het moment groter wordt. Ten aanzien van het wind moment heeft de wand geen overcapaciteit. De verticale belasting kan wel worden vergroot.

**Renovatie**

De woning wordt gerenoveerd. De woningen op de eerste en tweede verdieping worden samengevoegd tot maisonnettes. Voor de binnentrap is een sparing nodig op de eerste voor de binnentrap. Door de sparing verandert de krachtsafdracht in de vloer.

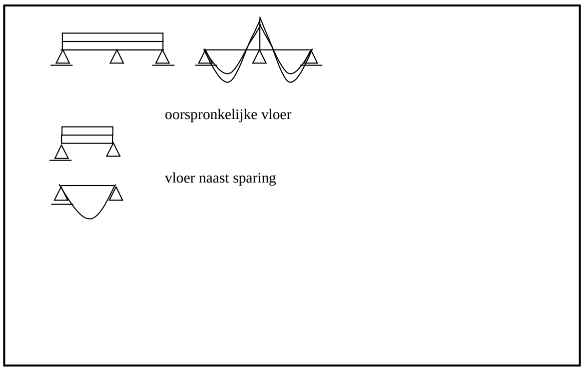



*Figuur 44: Ontwerp renovatie, eerste verdieping, maisonnette*

**De sparing in de vloer**

Een trapsparing loodrecht op de overspanning heeft grote invloed op de krachtswerking van de vloer. Om de problemen te verminderen wordt de trap evenwijdig aan de overspanning van de vloeren gemaakt. Naast de trapsparing zal de vloer versterkt en verstijfd moeten worden. De oorspronkelijke vloer werd geschematiseerd met de schema's over de doorsneden 1, 2 en 3. Ter plaatse van de trapsparing wordt het schema 1 verandert in schema doorsnede 1a. De vloer in de slaapkamer in het verlengde van de trapsparing is nu geen ligger over drie steunpunten maar een ligger op twee steunpunten. Het veld moment neemt dan sterk toe.

*Figuur 45. Oorspronkelijk schema en het nieuwe schema van de vloer. Door de sparing neemt het moment in de vloer in het verlengde van de sparing toe*




<u>Berekening momenten</u>
Voor de oorspronkelijke situatie werd voor de maatgevende momenten berekend,
moment tussensteunpunt: $M_{d\ inkl} = 25{,}6$ kNm
veldmoment: $M_{d\ veld} = 15{,}7$ kNm

Voor de nieuwe situatie wordt het moment in het veld:

$$M_d = q_d.l^2/8 = (1{,}2 * 4{,}4 + 1{,}5 * 1{,}75) * 4{,}8^2 /8 = 22{,}8 \text{ kNm} > 15{,}7 \text{ kNm}$$

Het moment in het veld is groter dan oorspronkelijk werd berekend, versterk de constructie!

<u>Spanningen</u>
De buigspanning volgt uit: $\sigma = M/W$

weerstandsmoment: $W = b.h^2/6 = 1000 * 150^2/6 = 3{,}75 * 10^6$ mm$^3$

Veldmoment (oud): $M_{d\ veld} = 15{,}7$ kNm,

$\sigma_d = M_d/W = 15{,}7 * 10^6/ (3{,}75 * 10^6) = 4{,}2$ N/mm$^2$

Voor de nieuwe situatie wordt het moment in het veld $M_d = q_d.l^2/8 = 22{,}8$ kNm. Het moment in het veld neemt aanzienlijk toe evenzo nemen de spanningen sterk toe.

Spanning: $\sigma_d = M_d/W = 22{,}8 * 10^6/ (3{,}75 * 10^6) = 6{,}1$ N/mm$^2$

Betonvloeren C20/25, druksterkte: $f_d = 20/1{,}5 = 13{,}3$ N/mm$^2$

De buigspanning is kleiner dan de maximale drukspanning. De wapening in de vloer werd gedimensioneerd voor een moment $M_{d\ veld} = 15{,}7$ kNm. Het nieuwe moment is gelijk aan $M_{d\ veld} = 22{,}8$ kNm, zodat de wapening in de bestaande vloer niet zal voldoen. De vloer moet aan de onderzijde versterkt worden. Bijvoorbeeld met strips van staal of koolstof gelijmd aan de onderzijde. Verder zal ook de vervorming van de vloer toenemen.

**Renovatie, optopping**

Op de woning wordt een extra verdieping gepland. Zowel de verticale als horizontale belasting op het gebouw nemen toe.. De constructie wordt uitgevoerd in houtskeletbouw.
Permanente belasting dak: $p_g = 0{,}5$ kN/m$^2$,
permanente belasting wanden: $p_g = 0{,}5$ kN/m$^2$.

Windbelasting

Windbelasting gebied 2, bebouwd, gebouwhoogte ten opzichte van het maaiveld, h = 11,8 m, de windstuwdruk is gelijk aan: $p_w = 0{,}72$ kN/m$^2$.

Windbelasting op de twee wanden in as B. Voor de eenvoud wordt aangenomen dat de windbelasting op de gevels, over een breedte van b = 4,8 m, door deze wanden wordt afgevoerd.

| | | | |
|---|---|---|---|
| winddruk: | $p = c_{dr} * p_w =$ | 0,8 * 0,72 = | 0,58 kN/m$^2$ |
| zuiging: | $p = c_z * p_w =$ | 0,5 * 072 = | 0,36 kN/m$^2$ |
| combinatie druk + zuiging: | $p = \alpha *( c_{dr} + c_z ) * p_w =$ | 0,85 * (0,8 + 0,5)*0,72 = | 0,80 kN/m$^2$ |
| wrijving dak en gevels: | $p = c_{wr} * p_w =$ | 0,04 *0,72 = | 0,03 kN/m$^2$ |

| windbelasting | hoogte | breedte | lengte | | | [kN] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 3$^e$ verdieping: | | | | | | |
| druk + zuiging: | ½*2,8 + 0,3 | 4,8 | | $F_w =$ | 4,8 * (½ * 2,8 + 0,3) * 0,80 = | 6,5 kN |
| wrijving dak: | | 4,8 | 9,6 | $F_w =$ | 9,6 * 4,8 * 0,03 = | 1,4 kN |
| | | | | $F_w =$ | | 7,9 kN |
| 1$^e$/2$^e$ verd.: | | | | | | |
| druk + zuiging: | 2,8 | 4,8 | | $F_w =$ | 2,8 * 4,8 * 0,80 = | 10,8 kN |

**Gewichtsberekening wand in as B, nieuw**

| | overspanning /hoogte [m] | breedte [m] | belasting [kN/m$^2$] | F = p * Opp. | perm. [kN] | ver. [kN] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| dak veranderlijk: | 4,8 | 4,8 | 1,0 | 4,8 * 4,8 * 1,0 | | 23,0 |
| dak permanent: | 4,8 | 4,8 | 0,5 | 4,8 * 4,8 * 0,5 | 11,5 | |
| gevel: | 2,8 | 4,8 | 0,5 | 2,8 * 4,8 * 0,5 | 6,7 | |
| wand: | 2,6 | 3,6 | 0,5 | 2,6 * 3,6 * 0,5 | 4,7 | |
| op 3$^e$ verdieping: | | | | | 22,9 | |
| vloer veranderlijk: | 4,8 | 4,8 | 1,75 | 4,8 * 4,8 * 1,75 | | 40,3 |
| vloer permanent: | 4,8 | 4,8 | 4,4 | 4,8 * 4,8 * 4,4 | 101,4 | |
| gevel: | 2,8 | 4,8 | 0,5 | 2,8 * 4,8 * 0,5 | 6,7 | |
| wand: | 2,6 | 3,6 | 4,0 | 2,6 * 3,6 * 4,0 | 37,4 | |
| op 2$^e$ verdieping: | | | | | 168,4 | |
| vloer veranderlijk: | 4,8 | 4,8 | 1,75 | 4,8 * 4,8 * 1,75 | | 40,3 |
| vloer permanent: | 4,8 | 4,8 | 4,4 | 4,8 * 4,8 * 4,4 | 101,4 | |
| gevel: | 2,8 | 4,8 | 0,5 | 2,8 * 4,8 * 0,5 | 6,7 | |
| wand: | 2,6 | 3,6 | 4,0 | 2,6 * 3,6 * 4,0 | 37,4 | |
| op 1$^e$ verdieping: | | | | | 313,9 | |
| vloer veranderlijk: | 4,8 | 4,8 | 1,75 | 4,8 * 4,8 * 1,75 | | 40,3 |
| vloer permanent: | 4,8 | 4,8 | 4,4 | 4,8 * 4,8 * 4,4 | 101,4 | |
| gevel: | 2,8 | 4,8 | 0,5 | 2,8 * 4,8 * 0,5 | 6,7 | |
| wand | 2,6 | 4,8 | 4,0 | 2,6 * 3,6 * 4,0 | 37,4 | |
| op begane grond | | | | | 459,9 | |
| vloer veranderlijk: | 4,8 | 4,8 | 1,75 | 4,8 * 4,8 * 1,75 | | 40,3 |
| vloer permanent: | 4,8 | 4,8 | 4,4 | 4,8 * 4,8 * 4,4 | 101,4 | |
| funderingsbalk | | 4,8 | 5,8 | 4,8 * 5,8 | 27,8 | |
| op de fundering | | | | | 599,1 | |

Windbelasting evenwijdig aan de wand
De wind belasting op de gevel over een breedte van 4,8 m wordt met twee dwars achter elkaar gelegen wanden opgenomen, de verdiepinghoogte is 2,8 m:

Horizontale belastingen op de wand: $H_{dak}$ = ½ * 7,9 kN
$H_{verdieping}$ = ½ * 10,8 kN

$M_{wind}$ = ½ * [7,9 * 4 * 2,8 + 10,8 * 3 * 2,8 + 10,8 * 2* 2,8 + 10,8 * 2,8] = 135 kNm

Wand, dikte t = 200 mm, lengte h = 3600 mm.
Weerstandsmoment: $W = t.h^2/6 = I/z = 200*3600^2/6 = 432 * 10^6$ $mm^3$

Representatieve spanningen
Buigspanning: $\sigma = M/W = 135 * 10^6/ (432 * 10^6) = 0{,}31$ $N/mm^2$

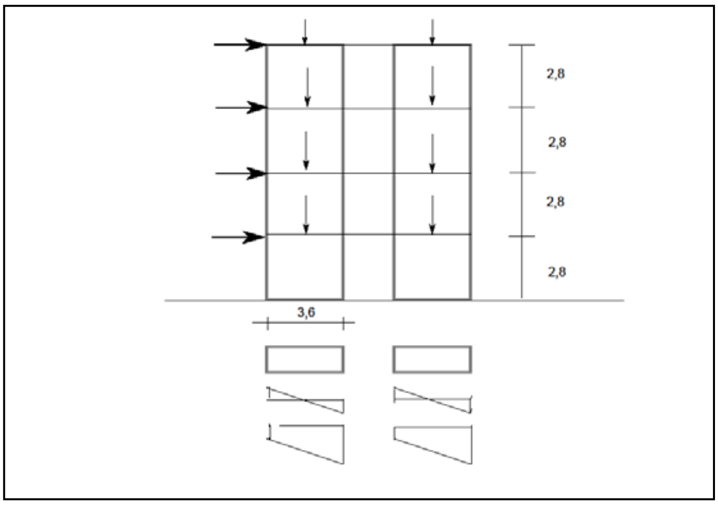
Minimale verticale belasting: $F_{perm}$ = 459,9 kN

Drukspanning t.g.v. permanente belasting: $\sigma = N/A = 459{,}9 * 10^3/ (720 * 10^3) = 0{,}64$ $N/mm^2$

drukspanning: $\sigma = |- 0{,}64 - 0{,}31| = |-0{,}95|$ $N/mm^2 < 2{,}5$ $N/mm^2$
trekspanning: $\sigma = -0{,}64 + 0{,}31 = -0{,}33$ $N/mm^2 < +0{,}1$ $N/mm^2$

In de wand ontstaan geen trekspanningen in de gebruiksfase.

*Figuur 46: Schema van de wand evenwijdig as B, Door de extra bouwlaag neemt de belasting op de wand toe.*




Spanningen in de wand door de normaalkracht
Rekenwaarde normaalkracht door de permanente belasting en veranderlijke belasting op 2e en 3e verdieping en momentane belasting op het dak en de 1e verdieping:

$N_d = 1{,}2 * F_{perm} + 1{,}5 * F_{ver} = 1{,}2 * 459{,}9 + 1{,}5 * (0 + 40{,}3 + 40{,}3 + 0{,}4 * 40{,}3) = 697$ kN

Alleen permanente belasting: $N_d = 1{,}35 * F_{perm} = 1{,}35 * 459{,}9 = 620{,}9$ kN

Wand, dikte t = 200 mm, lengte h = 3600 mm.
oppervlak doorsnede: $A = 200 * 3600 = 720000$ $mm^2$,

kwadratisch oppervlakte moment loodrecht wand: $I = 3600 * 200^3/12 = 2{,}4 * 10^9$ $mm^4$,

Weerstandsmoment: $W = I/z = 2{,}4 * 10^9/100 = 24 * 10^6$ $mm^3$
Knik loodrecht op de wand: $N_{cr} = \pi^2 EI/l_c^2$

$E = 2500$ N/mm$^2$,

$N_{cr} = \pi^2 EI/l_c^2 = \pi^2 * 2500 * 2,4 * 10^9 / 2800^2 = 7,55.10^6$ N ,

knikgetal: $n = N_{cr}/N_d = 7550/ 697 = 10,8$, het tweede orde effect is klein

De belasting grijpt min of meer centrisch aan, door deficiencies kunnen kleine excentriciteiten ontstaan, we rekenen met $e_{min}$ , dit is de grootste waarde van [ *l*/300, 0,1 * t, 10 mm]

$e_{min}$ = grootste waarde van: *l*/300 = 2800 /300 = 9,3 mm,
0,1 * t = 0,1 * 200 = 20 mm,
10 mm
Conclusie: $e_{min}$ = 20 mm.

Berekening spanningen in de wand op de begane grond, permanent en extreme belasting op 1$^e$ en 2e verdieping:

$N_d = 1,2 * F_{perm} + 1,5 * F_{ver} = 1,2 * 459,9 + 1,5 * (0 + 40,3 + 40,3 + 0,4 * 40,3 ) = 697$ kN

$N_d = 1,2 * F_{perm} + 1,5 * \psi * F_{ver}$

$N_d = 1,2 * 459,9 + 1,5 * (0 + 0,4 * 40,3 + 0,4 * 40,3 + 0,4 * 40,3 ) = 762,4$ kN

drukspanning: $\sigma_d = N_d/A= 697 *10^6/(3600 * 200)= 0,97$ N/mm$^2$

moment: $M_d = N_d * e = 697 * 0,02 = 13,9$ kNm ,

$W = 24 * 10^6$ mm$^3$

buigspanning: $\sigma_d = +/-M_d/W = +/-13,9.10^6/(24 * 10^6)= +/-0,58$ N/mm$^2$

maximale drukspanning: $\sigma_d =| -N_d/A - M_d/W |= |-0,97 - 0,58| =$ $\underline{|-1,55 \text{ N/mm}^2|}$ $< 2,5$ N/mm$^2$
maximale trekspanning: $\sigma_d = -N_d/A + M_d/W = -0,97 + 0,58 = -0,39$ N/mm$^2$ $< 0,1$ N/mm$^2$
voldoet

<u>Windbelasting evenwijdig aan de wand</u>
De wind belasting op de gevel over een breedte van 4,8 m wordt met twee dwars achter elkaar gelegen wanden opgenomen, de verdiepinghoogte is 2,8 m:

Horizontale belastingen op de wand: $H_{dak}$ = ½ * 7,9 kN
$H_{verdieping}$ = ½ * 10,8 kN

$M = ½ * [7,9 * 4 * 2,8 + 10,8 * 3 * 2,8 + 10,8 * 2* 2,8 + 10,8 * 2,8] = 135$ kNm

Wand, dikte t = 200 mm, lengte h = 3600 mm.
Weerstandsmoment: $W = I/z = 7,776 * 10^{11}/ 1800 = 432 * 10^6$ mm$^3$

<u>Rekenwaarde spanningen, windbelasting en permanente belasting gunstig</u>
Buigspanning: $\sigma_d = +/-1,5 * M/W = +/-1,5 *135 * 10^6/ (432 * 10^6) = +/-0,47$ N/mm$^2$

Minimale verticale belasting: $F_{d\ perm} = 0,9 * 459,9 = 413,9$ kN

Drukspanning permanente belasting: $\sigma_d = 0,9 * F_{perm} /A$ =
$\sigma_d = 0,9 * 459,9 * 10^3/ (720 * 10^3) = 0,58$ N/mm$^2$

grootste drukspanning: $\sigma_d$ = | - 0,58 - 0,47| = |-1,05| N/mm$^2$ < 2,5 N/mm$^2$
kleinste spanning: $\sigma_d$ = -0,58 + 0,47 = <u>-0,11 N/mm$^2$</u> < 0,1 N/mm$^2$, voldoet

De wand scheurt niet en voldoet aan de gestelde eisen.

<u>Rekenwaarde spanningen, windbelasting en permanente en momentane veranderlijke belasting</u>
Buigspanning: $\sigma_d$ = +/-1,5 * M/W = +/-1,5 *135 * 10$^6$/ (432 * 10$^6$) = +/-0,47 N/mm$^2$

Rekenwaarde normaalkracht , permanent + momentane veranderlijke verticale belasting:
$N_d = 1{,}2 * F_{perm} + 1{,}5 * \psi * F_{ver}$

$N_d$ = 1,2 * 459,9 + 1,5 * (0 + 0,4 * 40,3 + 0,4 * 40,3 + 0,4 * 40,3 ) = 762,4 kN

Drukspanning permanente belasting: $\sigma_d$ = 762,4 * 10$^3$/ (720 * 10$^3$) = 1,06 N/mm$^2$

grootste drukspanning: $\sigma_d$ = | - 1,06 - 0,47| = <u>|-1,53| N/mm$^2$</u> < 2,5 N/mm$^2$
kleinste spanning: $\sigma_d$ = -1,06 + 0,47 = -0,59 N/mm$^2$ < 0,1 N/mm$^2$
voldoet

<u>Fundering</u>
De wand is gefundeerd op 3 palen hart op hart 1,8 m. Maximale belasting per paal: $F_d$ = 375 kN,

De maximale rekenwaarde van de normaalkracht door de verticale belastingen volgt uit:

$N_d = 1{,}2 * F_{perm} + 1{,}5 * F_{ver}$ = 1,2 * 599,1 + 1,5 * (0 + 40,3 + 40,3 + 0,4 * 40,3 + 0,4 * 40,3)
$N_d$ = 888,2 kN

Belasting per paal: $F_d$ = 888,2/3 = 296,1 kN < 375 kN

Windbelasting $M_d$ = 1,5 * 135 kNm, de twee buitenste palen nemen het windmoment op, de paalbelasting is:

$F_d$ = +/-$M_d$ /( 2*1,8) = +/-1,5 * 135/ (2*1,8) = +/-56,3 kN

De minimale belasting op de paal ontstaat bij permanente belasting + wind + 0 * overige ver.belastingen.
$N_d$ = 0,9 * 599,1 + 1,5 * 0 = 539,2 kN

per paal permanente belasting gunstig: $F_d$ = 0,9 * 599,1/3 = 199,7 kN

Maximale paalbelasting: $F_d$ = |-199,7 – 56,3| = |-256| kN < 375 kN
Minimale paalbelasting: $F_d$ = -199,7 + 56,3 = <u>-143,4 kN</u> (druk)

De maximale belasting op de paal ontstaat bij permanente belasting + momentane veranderlijke belasting + wind.

$N_d$ = (1,2 * 599,1 + 1,5 * 4 * 0,4 * 40,3) = 815,6 kN

Belasting per paal: $F_d$ = 815,6/3 = 271,9 kN < 375 kN

Maximale paalbelasting: $F_d$ = |-271,9 – 56,3| = <u>|-328,2| kN</u> < 375 kN
Minimale paalbelasting: $F_d$ = -271,9 + 56,3 = -215,6 kN (druk)

De fundering en de wand in as B kunnen de belastingen, inclusief de extra verdieping, weerstaan.

**Berekening tussenwand in het trappenhuis volgens de huidige normen nieuwe toestand**

Op de woning wordt een extra verdieping gepland. De constructie wordt uitgevoerd in houtskeletbouw. Permanente belasting dak: $p_g$ = 0,5 kN/m$^2$, permanente belasting wanden: $p_g$ = 0,5 kN/m$^2$. Zowel de verticale als horizontale belasting op het gebouw nemen toe.

Windbelasting gebied 2, bebouwd, gebouwhoogte ten opzichte van het maaiveld, h = 11,8 m, de windstuwdruk is gelijk aan: $p_w$ = 0,72 kN/m$^2$.

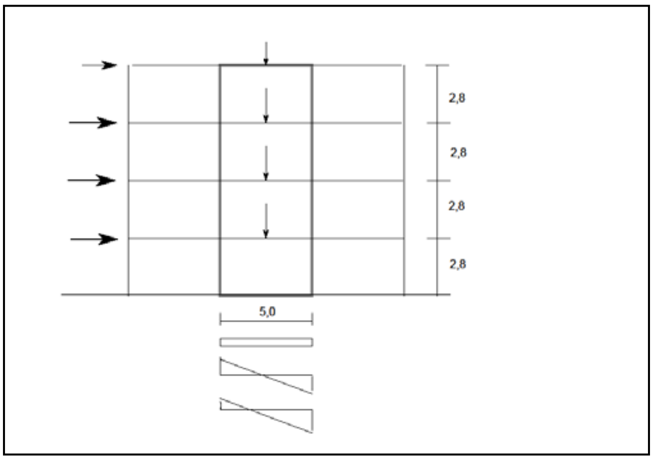
| | | | |
|---|---|---|---|
| winddruk: | $p = c_{dr} * p_w =$ | 0,8 * 0,72 = | 0,58 kN/m$^2$ |
| zuiging: | $p = c_z * p_w =$ | 0,5 * 072 = | 0,36 kN/m$^2$ |
| combinatie druk + zuiging: | $p = \alpha *( c_{dr} + c_z ) * p_w =$ | 0,85 * (0,8 + 0,5)*0,72 = | 0,80 kN/m$^2$ |
| wrijving dak en gevels: | $p = c_{wr} * p_w =$ | 0,04 *0,72 = | 0,03 kN/m$^2$ |

Windbelasting op de kopgevels, breedte 9,6 m:

| windbelasting | hoogte [m] | breedte [m] | lengte [m] | | | [kN] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 3$^e$ verdieping: | | | | | | |
| druk + zuiging: | ½ * 2,8 + 0,3 | 9,6 | | $F_w$ = | 9,6 * (½ * 2,8 + 0,3) * 0,80 = | 13,1 kN |
| wrijving dak: | | 9,6 | 24,0 | $F_w$ = | 9,6 * 24,0 * 0,03 = | 6,9 kN |
| wrijving gevels: | ½ * 2,8 + 0,3 | | 24,0 | $F_w$ = | 2 *24,0 * (½ * 2,8 + 0,3) * 0,03 = | 2,5 kN |
| | | | | $F_w$ = | | 22,5 kN |
| 1$^e$/2$^e$ verdieping: | | | | | | |
| druk + zuiging: | 2,8 | 9,6 | | $F_w$ = | 2,8 * 9,6 * 0,80 = | 21,5 kN |
| wrijving gevels: | 2,8 | | 24,0 | $F_w$ = | 2 * 2,8 * 24,0 * 0,03 = | 4,0 kN |
| | | | | $F_w$ = | | 25,5 kN |

Horizontale belastingen op de wand: $H_{dak}$ = 22,5 kN
$H_{verdieping}$ = 25,5 kN

$$M_{rep} = 22,5 * (4 * 2,8) + 25,5 * ( 3 * 2,8 + 2 * 2,8 + 2,8) = 680,4 \text{ kNm}$$




*Figuur 47. Schema wand in het trappenhuis met de extra verdieping*

De extra verdieping heeft een dak met triplex platen en gordingen, deze spannen van bouwmuur naar bouwmuur. De wand wordt dan vrijwel niet verticaal belast door het nieuwe dak. De verticale belasting verandert nauwelijks.

**Gewichtsberekening stabiliteitswand loodrecht kopgevel in het trappenhuis**

| | overspanning /hoogte [m] | breedte [m] | belasting [kN/m$^2$] | F = p * Opp. | perm. [kN] | ver. [kN] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| wand op 3$^e$ verd.: | 2,6 | 5,0 | 0,5 | 2,6 * 4,8 * 0,5 | <u>6,2</u> | |
| op 3$^e$ verdieping: | | | | | 6,2 | |
| vloer veranderlijk: | | | 1,75 | 17,3 * 1,75 | | 30,3 |
| vloer permanent: | | | 4,4 | 17,3 * 4,4 | 76,1 | |
| wand: | 2,6 | 5,0 | 4,0 | 2,6 * 4,8 * 4,0 | <u>52,0</u> | |
| op 2$^e$ verdieping: | | | | | 134,3 | |
| vloer veranderlijk: | | | 1,75 | 17,3 * 1,75 | | 30,3 |
| vloer permanent: | | | 4,4 | 17,3 * 4,4 | 76,1 | |
| wand: | 2,6 | 5,0 | 4,0 | 2,6 * 4,8 * 4,0 | <u>52,0</u> | |
| op 1$^e$ verdieping: | | | | | 262,4 | |
| vloer veranderlijk: | | | 1,75 | 17,3 * 1,75 | | 30,3 |
| vloer permanent: | | | 4,4 | 17,3 * 4,4 | 76,1 | |
| wand | 2,6 | 5,0 | 4,0 | 2,6 * 4,8 * 4,0 | <u>52,0</u> | |
| op begane grond | | | | | 390,5 | |
| vloer veranderlijk | | | 1,75 | 17,3 * 1,75 | | 30,3 |
| vloer permanent: | | | 4,4 | 17,3* 4,4 | 76,1 | |
| funderingsbalk | | 4,8 | 5,8 | 4,8 * 5,8 | <u>27,8</u> | |
| op de fundering | | | | | 494,4 | |

<u>Wand</u>

Wand, dikte 200 mm, lengte 5000 mm.

Oppervlak doorsnede: $A = 200 * 5000 = 1{,}0 * 10^6\ mm^2$,

Kwadratisch oppervlakte moment: $I = 200 * 5000^3/12 = 2{,}08 * 10^{12}\ mm^4$,

Weerstandsmoment: $W = I/z = 2{,}08 * 10^{12}/ 2500 = 833 * 10^6\ mm^3$

Permanente belasting op begane grondvloer: $N_{perm} = 390{,}5$ kN

Buigend moment, door de windbelasting: $M_{rep} = 680{,}4$ kNm

<u>Representatieve spanningen</u>

buigspanning: $\sigma_{rep} = +/\text{-}M_{rep}/W = +/\text{-}680{,}4 * 10^6/ (833 * 10^6) = +/\text{-}0{,}82\ N/mm^2$

drukspanning t.g.v. normaalkracht: $\sigma_{rep} = N_{rep}/A = 390{,}5 * 10^3/ (1000 * 10^3) = 0{,}39\ N/mm^2$

drukspanning: $\sigma_{rep} = |-0{,}39 - 0{,}82| = |-1{,}21|\ N/mm^2 < 2{,}5\ N/mm^2$

trekspanning: $\sigma_{rep} = -0{,}39 + 0{,}82 = +0{,}43\ N/mm^2 > 0{,}1\ N/mm^2$

De trekspanning voldoet niet, de wand scheurt in de gebruiksfase.

<u>Rekenwaarde spanningen, windbelasting permanente en veranderlijke momentane belasting</u>

Buigspanning: $\sigma_d = +/\text{-}1{,}5 * M_{rep}/W = +/\text{-}1{,}5 * 0{,}82 = +/\text{-}1{,}23\ N/mm^2$

De maximale verticale belasting door de permanente en veranderlijke belasting is gelijk aan:

$$N_d = 1{,}2 * F_{perm} + 1{,}5 * F_{ver} =$$

$$N_d = 1{,}2 * 390{,}5 + 1{,}5 * (0 + 0{,}4 * 30{,}3 + 0{,}4 * 30{,}3 + 0{,}4 * 30{,}3\ ) = 523{,}1\ kN$$

drukspanning verticale belasting: $\sigma_d$ = $N_d/A$ = 0,52 N/mm$^2$

maximale drukspanning: $\sigma_d$ = |-0,52 –1,23| = |1,75| N/mm$^2$ < $f_{mw}$ = 2,5 N/mm$^2$

maximale trekspanning: $\sigma_d$ = -0,52 + 1,23 = +0,71 N/mm$^2$ > $f_{mw}$ = 0,1 N/mm$^2$

De wand zal in de uiterste grenstoestand scheuren. Controleer of het kantelevenwicht gewaarborgd is

Rekenwaarde spanningen, windbelasting en permanente belasting gunstig
Buigspanning: $\sigma_d$ = +/-1,5 * $M_{rep}/W$ = +/-1,5 * 0,82 = +/-1,23 N/mm$^2$

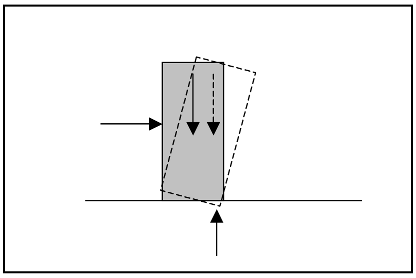
drukspanning permanente belasting: $\sigma_d$ = 0,9 * $N_{rep}/A$ = 0,9 * 0,39 = 0,35 N/mm$^2$

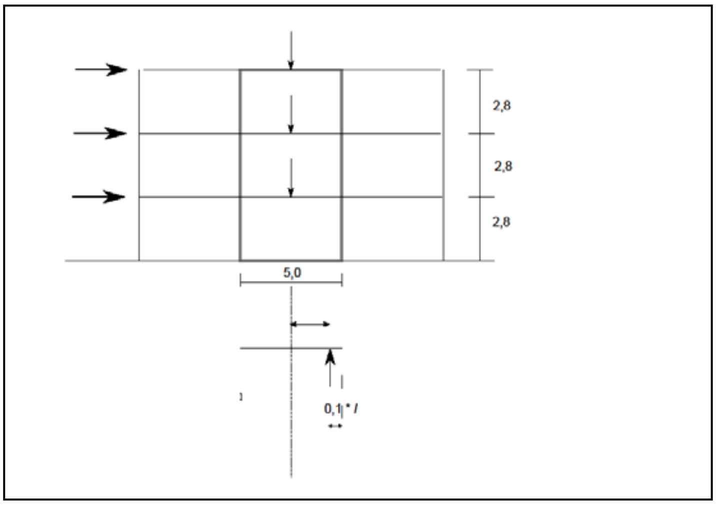
maximale drukspanning: $\sigma_d$ = |-0,35 –1,23| = |1,58| N/mm$^2$ < $f_{mw}$ = 2,5 N/mm$^2$

maximale trekspanning: $\sigma_d$ = -0,35 + 1,23 = +0,88 N/mm$^2$ > $f_{mw}$ = 0,1 N/mm$^2$

De wand zal in de uiterste grenstoestand scheuren. Controleer of het kantelevenwicht gewaarborgd is.

**Het kantelevenwicht**






*Figuur 48; het kantelevenwicht van de wand.*

De wand scheurt in het bezwijkstadium. De gescheurde wand kan geen trekspanning opnemen. Controleer of de gescheurde wand niet kantelt. De wand kantelt als het moment door de wind belasting $M_d$ groter is dan het moment van de permanente belasting om het kantelpunt. Het kantelpunt wordt genomen op een afstand 0,1 * de lengte van de wand van de gedrukte zijkant.

De rekenwaarde van het windmoment is gelijk aan: $M_d$ = 1,5 * 680,4 =1020,6 kNm

De normaalkracht is minimaal gelijk aan: $N_d$ = 0,9 * $F_{perm}$ = 0,9 * 390,5 = 351,5 kN

Moment om het kantelpunt: $M_u = N_{dg} * 0,4 * l$ = 351,5 * 0,4 * 5,0 = 702,9 kNm

$M_d > M_u$

De wand kantelt, de stabiliteit is niet gewaarborgd. De wand moet worden versterkt.

Fundering
De wand wordt gefundeerd op 4 palen hart op hart afstanden 1,2 m, 2,4 m, 1,2 m, de maximale belasting per paal is $F_d$ = 375 kN.

Permanente + veranderlijke belastingen
De maximale verticale belasting door de permanente en veranderlijke belasting is gelijk aan:

$N_d = 1{,}2 * F_{perm} + 1{,}5 * F_{ver} =$

$N_d = 1{,}2 * 494{,}4 + 1{,}5 * (30{,}4 + 30{,}4 + 0{,}4 * 30{,}4 + 0{,}4 * 30{,}4) = 721$ kN

Belasting per paal: $F_d = 721/4 = 180{,}2$ kN < 375 kN

Permanente + veranderlijke belastingen + windbelasting
De maximale paalbelasting ontstaat bij de belastingschikking van de windbelasting met de permanente en gereduceerde veranderlijke belasting.

Normaalkracht: $N_d = 1{,}2 * F_{perm} + 1{,}5 * \psi * F_{ver}$

$N_d = 1{,}2 * 494{,}4 + 1{,}5 * (0{,}4 * 30{,}4 + 0{,}4 * 30{,}4 + 0{,}4 * 30{,}4 + 0{,}4 * 30{,}4) = 666{,}2$ kN

Belasting per paal: $F_d = 666{,}2/4 = 166{,}6$ kN < 375 kN

Windbelasting $M_d = 1{,}5 * 689{,}4 = 1020{,}6$ kNm, de 4 palen onder de wand nemen het wind moment op, de paalbelasting volgt uit het momenten evenwicht:

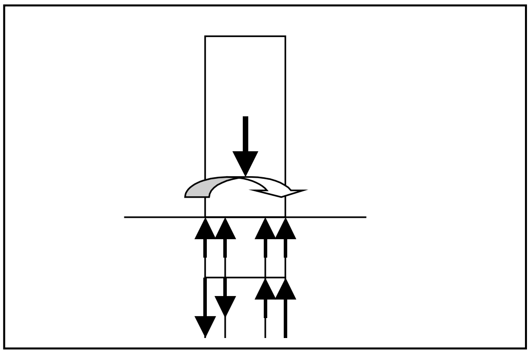
Kwadratisch oppervlaktemoment: $I = \Sigma(A_p\, .z^2) = A_p * 2 * (1{,}2^2 + 2{,}4^2) = 14{,}4 * A_p$

De maximale paalbelasting volgt uit: $F = A_p * \sigma = A_p * M * z/I$

$F = +/-A_p * M_d * 2{,}4/(A_p*14{,}4) = +/-1020{,}6 * 2{,}4/14{,}4 = +/-170{,}1$ kN

Maximale paalbelasting: $F_d = |-166{,}6 - 170{,}1| =$ 336,7 kN < 375 kN
Minimale paalbelasting: $F_d = -166{,}6 + 170{,}1 = +3{,}5$ kN, trek

In de fundering ontstaat een zeer kleine trekkracht, deze wordt gecompenseerd door het eigen gewicht van de paal.



*Figuur 49: Fundering van de wand in het trappenhuis*

Permanente belasting gunstig + windbelasting
De kleinste paalbelasting ontstaat bij de combinatie van de windbelasting en de permanente belasting (gunstig dus met belastingfactor 0,9)

Normaalkracht: $N_d = 0{,}9 * F_{perm} = 0{,}9 * 494{,}4 = 445$ kN

Belasting per paal: $F_d = 445/4 = 111{,}2$ kN

Windbelasting $M_d = 1{,}5 * 689{,}4 = 1020{,}6$ kNm, de 4 palen onder de wand nemen het wind moment op, de paalbelasting volgt uit het momentenevenwicht:

Kwadratisch oppervlaktemoment: $I = \Sigma(A_p .z^2)$ , $= A_p * 2 * (1,2^2 + 2,4^2) = 14,4 * A_p$

De maximale paalbelasting volgt uit: $F = A_p * \sigma = A_p * M * z/I$

$$F = +/-A_p * M_d * 2,4/(A_p*14,4) = +/-1020,6 * 2,4/14,4 = +/-170,1 \text{ kN}$$

De maximale belasting op de paal ontstaat bij permanente belasting + veranderlijke belasting + wind; per paal permanent + veranderlijke belasting:

Maximale paalbelasting: $F_d = |-111,2 – 170,1| = 281,3$ kN < 375 kN
Minimale paalbelasting: $F_d = -111,2 + 170,1 = + 58,9$ kN, trek

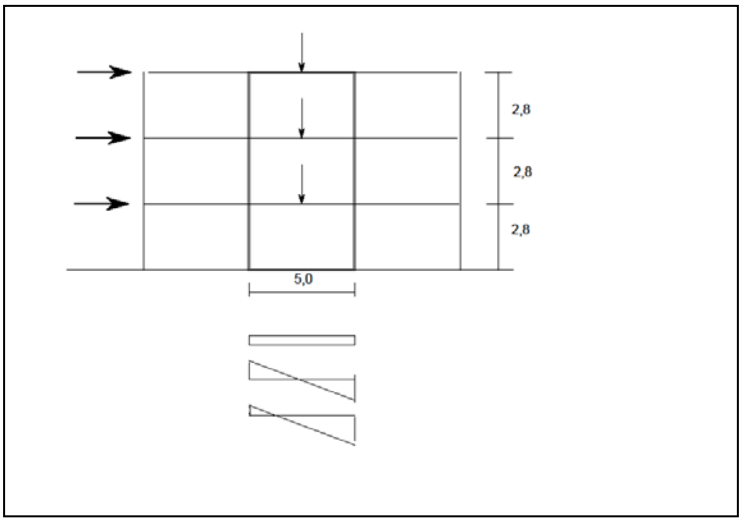
Deze trekkracht is te groot. Een paal kan goed druk maar minder goed trek weerstaan. De trekkracht wordt bepaald door de kleef van de grond op de paal. Meestal is de opneembare trekkracht niet meer dan 10% van de drukkracht.
De wand en fundering kan de extra windbelasting door een extra verdieping niet weerstaan. Dit betekent dat in het woongebouw extra voorzieningen voor de stabiliteit moeten worden getroffen, met bijvoorbeeld extra schoren. Ook kan men de wand in het trappenhuis versterken door bijvoorbeeld de wand goed te verbinden met dwarswanden zodat een I-vormige doorsnede ontstaat.

## Bijlage 1. Berekening van het draagvermogen van een excentrisch belaste ongewapende wand

Bruikbaarheid grenstoestand
Een wand met een doorsnede b * h wordt belast met een drukkracht N. De normaalkracht N grijpt excentrisch aan, de excentriciteit is gelijk aan e (werkend parallel aan h). De excentriciteit volgt uit e = M/N. In de praktijk is het ongewenst dat de wand scheurt in de gebruiksfase. Voor de ongescheurde wand kan men de spanningen berekenen met de lineaire elasticiteitstheorie.

De grootste drukspanning volgt uit: $\sigma = -N/(b.h) - N.e/W$

De kleinste spanning volgt uit: $\sigma = -N/(b.h) + N.e/W$

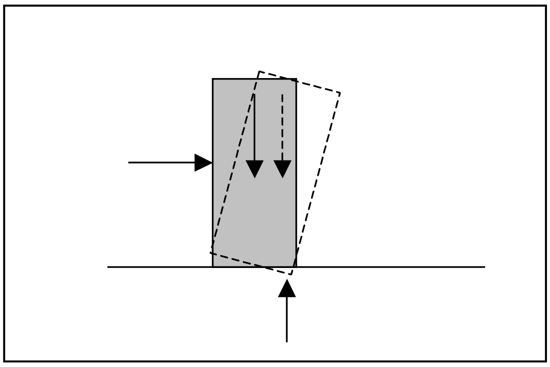



*Figuur 1: Spanningen in een excentrisch belaste wand uitgaande van de lineaire elasticiteitstheorie.*

De optredende drukspanning moet dan kleiner zijn dan de maximaal toelaatbare drukspanning $f_d$ en de optredende trekspanning moet dan kleiner zijn dan de maximaal toelaatbare trekspanning $f_t$. deze eisen geven de volgende voorwaarden.
Eis voor de grootste drukspanning: $\sigma = |-N/(b.h) - N.e/W | < f_d$
Eis voor de trekspanning: $\sigma = -N/(b.h) + N.e/W < f_t$

In deze benadering is het tweede orde effect parallel aan de wand verwaarloosd.

*Figuur 2: Kantelevenwicht*



## Uiterste grenstoestand

Om te voorkomen dat een constructie bezwijkt wordt de uiterste grenstoestand. De constructie wordt dan belast met een extreme  belasting. In de berekening worden de belastingen met belastingfactoren vermenigvuldigd. De constructie wordt belast met en normaalkracht $N_d$ en een moment $M_d$, de excentriciteit van de belasting volgt uit $e = M_d/N_d$ .Voor deze extreme situatie mag een wand wel scheuren mits deze maar niet instort.Is de wand ook in de uiterste grenstoestand niet gescheurd dan kunnen de spanningen met de lineaire elasticiteitstheorie berekend worden. De optredende drukspanning moet dan kleiner zijn dan de maximaal toelaatbare drukspanning $f_d$ en de optredende trekspanning moet dan kleiner zijn dan de maximaal toelaatbare trekspanning $f_t$. deze eisen geven de volgende voorwaarden.

Eis voor de grootste drukspanning: $\sigma = |- N_d/(b.h) - N_d.e/W | < f_d$

Eis voor de trekspanning: $\sigma = -N_d/(b.h) + N_d.e/W \quad < f_t$

In deze berekening is het tweede orde effect parallel aan de wand verwaarloosd.

De constructie scheurt als de trekspanning overschreden wordt. In de scheur kunnen geen trekspanningen worden opgenomen, een gescheurde doorsnede kan dus alleen drukspanningen opnemen. De spanningen in de gedrukte zone van de gescheurde doorsnede mogen niet groter zijn dan de maximale spanning. De constructie zal niet omvallen als in de gescheurde doorsnede de excentriciteit van de reactiekracht groter of gelijk is aan de excentriciteit van de last. Voor de gescheurde doorsnede kan de opneembare belasting als volgt worden bepaald. De grootte van de drukzone noemen we $x_u$.

Uitgaande van een driehoekig spanningsverloop is de maximale opneembare normaalkracht voor de gescheurde doorsnede gelijk aan:

$$N_d = ½\, b.x_u.f_d$$

Met deze vergelijking kunnen we de grootte van de drukzone in de uiterste grenstoestand berekenen:

$$x_u = 2.N_d/(b.f_d)$$

Het opneembaar moment volgt uit:

$$M_u = N_d * (½\, h – x_u/3)$$

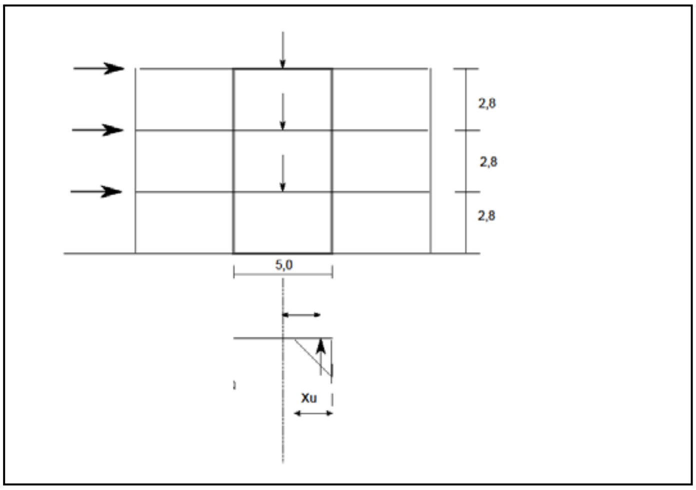
Het opneembaar moment moet groter zijn dan het optredende moment $M_d$, $M_u > M_d$ Substitutie geeft:

$$M_u = N_d * (½\, h – x_u/3) > M_d$$

De berekening wordt sterk vereenvoudigd als met de drukzone niet berekend maar aanneemt dat het kantelpunt op $^1/_{10}$ van de rand ligt.

$$M_u = N_d * 0,4 * h > M_d$$

*Figuur 3: De spanningen in de wand in de uiterste grenstoestand bij bezwijken.*

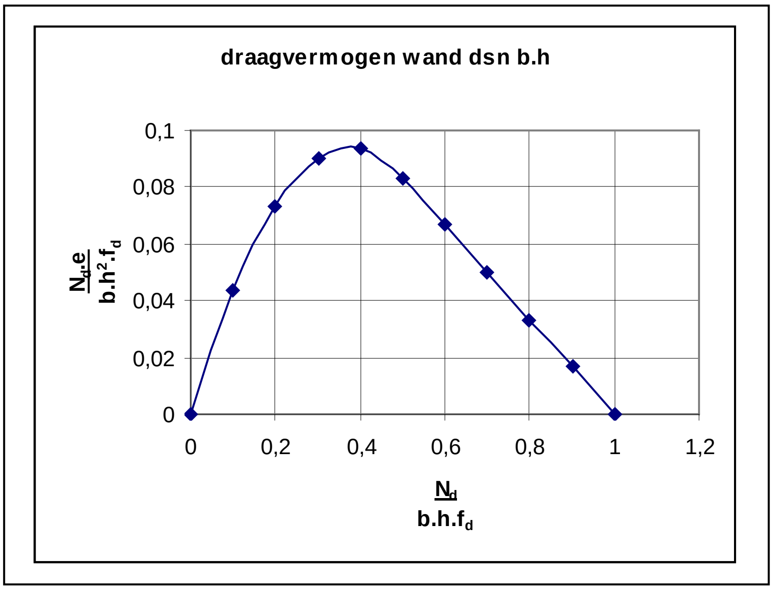



Met de afgeleidde formules kan men de volgende grafiek voor het draagvermogen van een ongewapende wand maken. In deze grafiek vindt men voor een gegeven normaalkracht: $N_d/(b.h.f_d)$ verticaal het opneembaar moment $N_d.e/(b.h^2.f_d)$.

De top van de grafiek wordt gevonden voor: $N_d/(b.h.f_d) = 0,4$

Het bijbehorend moment is gelijk aan: $N_d.e/(b.h^2.f_d) = 0,09$.

*Figuur 4. Grafiek draagvermogen ongewapende wand.*




We kunnen twee gebieden onderscheiden:

Voor $N_d < 0,4*b.h.f_d$. leidt het vergroten van de normaalkracht tot een groter opneembaar moment.

Voor $N_d > 0,4*b.h.f_d$. leidt het vergroten van de normaalkracht tot een kleiner opneembaar moment.

Voorspannen of de wand extra verticaal belasten is voor het kantelevenwicht zinvol als de normaalkracht niet groter is dan $0,4 * b.h.f_d$ . Oftewel als geldt: $N_d/(b.h.f_d) < 0,4$