

Verdiepingbouw in staal en beton

Staalskelet met geïntegreerde liggers en kanaalplaten



A. W. A. B. van der Pijl, J. van der Pijl, J. van der Pijl



Staalbouw Instituut

Verdiepingbouw in staal en beton

Staalskelet met geïntegreerde liggers en kanaalplaten

ir. A.W.A.M.J. van de Bogaard
ir. C.H. van Eldik (red.)



Rotterdam 1995

CIP-gegevens Koninklijke Bibliotheek, Den Haag

Verdiepingbouw

Verdiepingbouw in staal en beton : staalskelet met geïntegreerde liggers en kanaalplaten / A.W.A.M.J. van de Bogaard, C.H. van Eldik (red.). – Rotterdam : Staalbouw Instituut. – Ill. + diskette met handleiding – Met lit. opg.

ISBN 90-75146-02-7

NUGI 833

Trefw.: staalskeletbouw.

© 1995 Staalbouw Instituut, Rotterdam

Behoudens uitzondering door de wet gesteld, mag zonder schriftelijke toestemming van het Staalbouw Instituut niets uit deze uitgave worden verveelvoudigd en/of openbaar gemaakt door middel van fotokopie, microfilm, opslag in computerbestanden of anderszins, hetgeen ook van toepassing is op gehele of gedeeltelijke bewerking.

Het Staalbouw Instituut is met uitsluiting van ieder ander gerechtigd de door derden verschuldigde vergoedingen voor verveelvoudiging te innen en/of daartoe in en buiten rechte op te treden, voor zover deze bevoegdheid niet is overgedragen dan wel rehtens toekomt aan de Stichting Reprorecht.

Het Staalbouw Instituut heeft een uiterste zorgvuldigheid betracht bij het samenstellen van deze publikatie. Niettemin kunnen fouten en onvolkomenheden niet geheel worden uitgesloten. Het Staalbouw Instituut sluit, mede ten behoeve van al degenen die aan deze publikatie hebben meegewerkt, elke aansprakelijkheid uit voor directe en indirecte schade, ontstaan door of verband houdende met toepassing van deze publikatie.

Voorwoord

Dank zij de groeiende internationale invloeden in de bouw en de toenemende integratie van de Europese normen, neemt de laatste jaren de belangstelling voor staalconstructies in verdiepingbouw toe. In vergelijking met vele andere westerse industrielanden bezit ons land slechts een beperkte ervaring op dit gebied. Gebrek aan kennis en vertrouwen verhinderen tot nog toe een bredere toepassing van bouwconcepten in staal en in staal-beton in de Nederlandse verdiepingbouw.

Om deze reden startte Centrum Staal in 1990 het onderzoekproject 'Constructiesystemen voor verdiepinggebouwen in staal', met financiële steun van het Ministerie van Economische Zaken en van een aantal bedrijven. Het doel van dit project was het selecteren van een of meer buitenlandse constructiesystemen in staal, die een bijdrage kunnen leveren aan de kwaliteit van verdiepingbouw in Nederland. De resultaten van het onderzoek moeten de kennisdrempel wegnemen voor toepassing door projectontwikkelaars, architecten, ingenieurbureaus en staalconstructiebedrijven.

Het project richt zich weliswaar op kantoorgebouwen tot zes bouwlagen, maar de resultaten zijn in veel gevallen eveneens bruikbaar voor gebouwen met een andere functie en met meer dan zes bouwlagen. Bij deze publikatie hoort een diskette met drie computerprogramma's, die gebruikt kunnen worden bij het dimensioneren van kolommen en liggers.

Het project is uitgevoerd en begeleid door een stuurgroep, waarin zitting hadden:

ir. A.W.A.M.J. van de Bogaard (rapporteur)	Staalbouw Instituut, Rotterdam
M.A. van Dulmen	Bouwbedrijf H. Pennings & Zn. bv, Rosmalen
ir. C.H. van Eldik (projectcoördinator)	Staalbouw Instituut, Rotterdam
ing. H.G.A. Evers	ECCS bv, Hoofddorp
ir. R.C.L.M. Jacobs	Jacobs Architecten bv, Eindhoven
ir. H.L. de Kok	Ingenieursburo Veth, Papendrecht
A.W.M. Nederkoorn	Symbion Bouw bv, Son
A.T.H.M. van Osch	Oskomera bv, Deurne
ir. W.A.C. de Vries Robbé (voorzitter)	Staalbouw Instituut, Rotterdam
ir. G. Wilmink	Hoogovens Groep bv, IJmuiden

Inhoud

Inleiding	7
Samenvatting	9
1 Markt voor kantoorgebouwen	11
1.1 Inleiding	11
1.2 Staalskeletbouw met geprefabriceerde plaatvloeren	14
1.3 Concept met geïntegreerde liggers en kanaalplaten	15
1.4 Ontwikkeling van de geïntegreerde stalen ligger	17
1.5 Kosten en baten	21
2 Uitgangspunten voor het ontwerp	25
2.1 Ruimtelijk-functioneel ontwerp	25
2.2 Stabiliteitselementen	27
2.3 Ventilatiekanalen en leidingschachten	28
2.4 Liften en trappen	33
2.5 Gebouwplattegronden	35
2.6 Constructief ontwerp	40
3 Ontwerp van de draagconstructie in de gevelzone	43
3.1 Ruimtelijke integratie	43
3.2 Keuze van de draagconstructie	44
3.3 Keuze van de gevel	44
3.4 Gevelliggers	47
3.5 Gevelkolommen	48
4 Ontwerp van de draagconstructie in het gebouw	63
4.1 Vloeren	63
4.2 Kolommen	69
5 Ontwerp van de stabiliteitsvoorzieningen	73
5.1 Vloer als horizontale schijf	73
5.2 Verticale stabiliteitsvoorzieningen	74
6 Uitvoering en kosten	79
6.1 Montage	79
6.2 Bouwtijd	84
6.3 Kostenraming	86
6.4 Kostenbewust ontwerpen	91

7	Uitgangspunten voor de dimensionering	93
8	Dimensionering van de kolommen	97
8.1	Krachtsverdeling	97
8.2	Verificatie	102
9	Dimensionering van de liggers	107
9.1	Fabricage van geïntegreerde liggers	107
9.2	Typen geïntegreerde liggers	109
9.3	Prestatie-eisen en verificatieprocedure	114
9.4	Doorsnedeklasse	117
9.5	Capaciteit van plastische en gedrongen doorsneden (klasse 1 en 2)	121
10	Dimensionering van de stabiliteitsvoorzieningen	125
10.1	Vloer als horizontale schijf	125
10.2	Verticale stabiliteitsverbanden	130
11	Constructieve veiligheid bij brand	135
11.1	Brandwerendheid	135
11.2	Brandwerendheidseisen	136
11.3	Bijzondere belastinggeval brand	137
11.4	Kanaalplaten	138
11.5	Geïntegreerde liggers	138
11.6	Kolommen	147
11.7	Stabiliteitsverbanden	150
11.8	Rekenvoorbeelden	150
	Literatuur	156
	Bijlagen	
A	Bouwkundige geveldetails	159
B	Constructieve verbindingdetails	167

Inleiding

Bij de keuze, het ontwerp en de uitvoering van de draagconstructie van een verdiepinggebouw zijn verschillende disciplines betrokken, die ieder hun eigen verantwoordelijkheid hebben. Voor de opdrachtgever is het van belang dat de partners in het bouwproces samenwerken, elkaars belangen kennen en respecteren. Vanuit die gedachte is deze publikatie samengesteld.

■ Hoofdstuk 1 beschrijft de draagconstructie als onderdeel van het totale gebouw en van de totale levenscyclus; een invalshoek die voor de opdrachtgever het meest relevant is. Ook het belangrijke en principiële afwegingsproces tussen kosten en baten wordt besproken evenals de keuze voor het vloerconcept van voorgespannen geprefabriceerde kanaalplaten van beton in combinatie met geïntegreerde stalen liggers. Met name het vloerconcept heeft een belangrijke invloed op de kosten en op de (on)mogelijkheden van de draagconstructie voor verdiepinggebouwen.

■ Hoofdstuk 2 belicht op ontwerpniveau de ruimtelijke integratie van bruikbare (verhuurbare) ruimte, installaties en constructies.

■ Hoofdstuk 3-5 behandelt op ontwerpniveau de functionele aspecten van de draagconstructie, met het accent op de plaats, de oriëntatie en de vormgeving. Dit gedeelte geeft informatie over de bouwkundige maatvoering en de detaillering, verduidelijkt met ontwerpgrafieken en -tabellen.

■ Hoofdstuk 6 gaat in op de uitvoering op de bouwplaats en op de kosten. De uitvoeringsaspecten zijn vooral van belang voor de constructief ontwerper en voor de bouwers van de totale draagconstructie. De ontwerper moet rekening houden met het transport naar en op de bouwplaats en met de mogelijkheden van de montage; de uitvoerende partij is verantwoordelijk voor de verbinding van constructiedelen en dient een kwaliteit te realiseren overeenkomstig het ontwerp. Kostenindicaties zijn interessant voor de begrotingsfase van zowel de ontwerper, de kostendeskundige als de aannemer.

■ Hoofdstuk 7-11 is bestemd voor de constructeur, die rekenkundig de deugdelijkheid en veiligheid van de constructie moet aantonen. In deze hoofdstukken worden de grondslagen voor de berekening gegeven. Aan de orde komen daarbij de uitgangspunten en de prestatie-eisen die door de wet of door de markt worden gesteld en de toe te passen procedures en rekenregels.

Deze hoofdstukken vormen tevens de achtergrond van drie ontwerpprogramma's, waarmee behalve een snelle dimensionering ook het genereren van alternatieven mogelijk is. De handleiding bij de programma's is als losse bijlage aan deze publikatie toegevoegd.

Samenvatting

- Een vloer bestaande uit geprefabriceerde, voorgespannen kanaalplaten en geïntegreerde stalen liggers is een gestapelde constructie van lijnvormige elementen, waarbij de belastingafdracht uitsluitend in de lengterichting van een element plaatsvindt. De stalen liggers zijn in de betonnen vloer geïntegreerd en hebben daardoor (nagenoeg) dezelfde hoogte als de kanaalplaten. De liggers hebben een verbrede onderflens voor de oplegging van de platen. Dit concept beantwoordt aan de vraag naar een minimale constructiehoogte.
- In het algemeen heeft een vloer in een gebouw meerdere constructieve functies, namelijk het afdragen van verticale belastingen aan de opleggingen; het overbrengen van horizontale krachten naar de stabiliserende elementen en het scheiden van brandcompartimenten.
- De combinatie van vloerliggers en kanaalplaten bepaalt de hoogte van de vloerconstructie en de maximale afstanden van het kolomraster. Het belangrijkste ontwerpadvies is om de kanaalplaten te leggen in de richting met de grootste overspanning en de stalen liggers in de richting met de kleinste overspanning.
- Het accepteren van inpandige kolommen en liggers betekent een grote besparing in vloergewicht en vloerkosten, zonder noemenswaardige verhoging van de kosten van de staalconstructie.
- Minimale kosten van uitsluitend de hoofddraagconstructie vormen nog geen garantie voor minimale bouwkosten. Een investering van f 180 à 200 per m^2 in een flexibele constructie verdient zich terug door een verkorting van de bouwtijd, door besparingen op de installatiekosten en toekomstige aanpassingen en door een verlenging van de economische levensduur.
- Voor de stabiliteit verdient een stijve kern of een aantal afzonderlijke schijven de voorkeur. De verbinding tussen vloeren en gevelconstructie is van vitaal belang voor de totale stabiliteit en het incasseringsvermogen van het gebouw.
- Het warmte-accumulerend vermogen komt voornamelijk voor rekening van de vloerconstructie, maar kan ook gedeeltelijk aan de gevel worden ontleend. In een vertrek met een lichte gevel en een thermisch open plafond is het binnenklimaat onder zomercondities beter dan in een vertrek met een zware gevel en een gesloten plafond.
- Voor stalen constructie-elementen die bouwkundig zijn geïntegreerd in de gevel of in de (betonnen) vloer en die bij brand éénzijdig worden verhit, is bescherming met een onbrandbaar isolatiemateriaal in de kleinste handelsdikte voldoende om een brandwerendheid van 120 minuten te bereiken.
- Slanke stalen buiskolommen gevuld met ongewapend beton bereiken een brandwerendheid van minimaal 60 minuten. Deze oplossing is met name geschikt voor de hoger gelegen bouwlagen van een verdiepinggebouw.
- Onbeschermde stabiliteitsverbanden bezitten veelal een brandwerendheid van minimaal 30 minuten. Indien meerdere stabiliteitsverbanden constructief samenwerken en verspreid staan over verschillende brandcompartimenten, kunnen deze verbanden onbeschermd blijven ongeacht de geëiste brandwerendheid.

1 Markt voor kantoorgebouwen

1.1 Inleiding

De draagconstructie van gebouwen wordt ontworpen op een gemiddelde economische levensduur van vijftig jaar. Vergeleken met nog bestaande bouwwerken uit vorige eeuwen is dit slechts een korte periode. Echter tegen de achtergrond van de hedendaagse kantorenmarkt voor commerciële dienstverlening, die wordt gekenmerkt door buitengewoon dynamische ontwikkelingen, is vijftig jaar een lange tijd.

■ Het kantoorgebouw als *beleggingsobject* verandert in vijftig jaar meermaals van eigenaar. Een belangrijk aspect daarbij is de aantrekkingskracht die het gebouw uitoefent op potentiële gebruikers en daaraan gekoppeld het haalbare huurprijsniveau en de verwachte leegstandsverliezen. Om het imago van het kantoorgebouw te handhaven of te herstellen is na verloop van tijd een ingrijpende renovatie noodzakelijk, waarbij onder meer installaties, trappen en gevels worden vernieuwd. Ruim voldoende draagvermogen van de vloeren is dan een voordeel, omdat daarvoor een andere bestemming van het gebouw tot de mogelijkheden behoort.

■ Het kantoorgebouw als *commercieel onroerend goed* verliest in vijftig jaar regelmatig huurders en trekt even zo vaak nieuwe huurders aan. Expansie van de bedrijfsactiviteiten geeft de behoefte aan beschikbaar vloeroppervlak een dynamisch karakter. Ook de verdeling van het totale vloeroppervlak over meerdere huurders wijzigt zich vaak na een vaste huurperiode. Dit brengt de noodzaak met zich mee het kantoorgebouw regelmatig nieuw in te delen en een aantal voorzieningen aan te passen, zoals bijvoorbeeld nieuwe ontvangstbalies of een andere meting van het elektriciteitsverbruik. De consequentie hiervan is het gebruik van lichte (soms verplaatsbare) scheidingswanden, die binnen de vaste huurperiode worden afgeschreven.

■ Het kantoorgebouw als *bedrijfsmiddel*, hetzij in handen van een beleggings- of leasemaatschappij dan wel in eigendom van de gebruiker, wordt over een lange gebruiksperiode meermaals aangepast aan de veranderende huisvestingseisen voor commerciële of administratieve activiteiten. Met name de ontwikkelingen in de kantoorautomatisering en in de communicatie voltrekken zich bijzonder snel: inzichten en verwachtingen zijn soms binnen enkele jaren achterhaald. De opkomst van de personal computer is daar een recent voorbeeld van.

Uit onderzoek naar de gezondheidsklachten in bestaande kantoorgebouwen [1] blijkt dat een slechte werkomgeving (lees: een slecht gebouw) een verhoogd ziekteverzuim en verminderde arbeidsprestaties in de hand werkt. Bouwkundige tekortkomingen hebben derhalve hun weerslag op de bedrijfsresultaten van de gebruikers. Oorzaken zoals onvoldoende ventilatie, vervuilde installaties en volstrekte afzondering van de buitenwereld vragen om onderhoud en bouwkundige aanpassingen.

Aanpasbaarheid van het (kantoor)gebouw

De draagconstructie vormt doorgaans een opvallend statisch onderdeel van het kantoorgebouw, zeker vergeleken met bijvoorbeeld de inrichting, de installaties en

de gevel. Niet zelden bereikt de constructie in technisch opzicht een veel langere levensduur dan economisch noodzakelijk is.

Voor de klant die alleen is geïnteresseerd in het proces van bedrijfshuisvesting, is een kantoorgebouw een wisselende combinatie van bouwkundige en installatietechnische voorzieningen met zeer uiteenlopende afschrijvingsperioden. De draagconstructie veroudert in dit opzicht nauwelijks en zal in de totale life-cycle kosten van het gebouw een zeer bescheiden plaats innemen. Binnenwanden, plafonds, vloerbedekking, installaties, netwerken voor communicatie, sanitair – eigenlijk alles behalve de constructie – wordt ruimschoots voor de sloop van het gebouw afgeschreven en vervangen. Niettemin blijkt de constructie als ‘drager’ voor alle andere voorzieningen een sterk beperkende factor te zijn indien bij het ontwerp van het gebouw onvoldoende rekening is gehouden met het gewenste aanpassingsvermogen. Indien de draagconstructie – toch één van de goedkoopste gebouwdelen – onvoldoende aanpasbaar is, betekent dat een vroegtijdig einde van het gebouw zelf.

Aanpasbaarheid is op het moment dat een gebouw wordt ontworpen, moeilijk naar waarde te schatten. Bestudering van veranderingen aan de bestaande voorraad utilitaire gebouwen leert dat vooral vanaf de jaren zestig de gewenste prestaties van kantoorgebouwen aanzienlijk zijn gewijzigd. Hierbij kan worden gedacht aan veranderde inzichten betreffende ruimtelijke indeling, comforteisen, energiegebruik, koellast, kabelverloop en architectuuropvatting.

Gebouwen met skeletvormige draagconstructies zijn aan deze veranderende inzichten relatief eenvoudig aan te passen. Een goed voorbeeld daarvan is het Groothandelsgebouw in Rotterdam, met een in het werk gestort betonskelet als draagconstructie. Dit bedrijfsverzamelgebouw was bij de ingebruikname in 1953 een modern gebouw met alle voorzieningen die de huurder zich kon wensen.

Inmiddels is het gebouw veertig jaar oud, de beheersing van het binnenklimaat is slecht en het energiegebruik hoog. Het gebouw is echter niet rijp voor de sloop; de toegepaste skeletvormige draagconstructie maakt het mogelijk dat de gevels worden aangepast aan de tegenwoordige eisen.

Een tweede voorbeeld is het voormalige kantoorgebouw van de verzekeringsmaatschappij De Stad Rotterdam, met eveneens een skeletvormige draagconstructie van beton. In 1991 is het gebouw tot op het skelet ‘uitgekleed’ en vervolgens opnieuw afgebouwd (afb. 1.1).

Een derde voorbeeld is de renovatie van het kantoorgebouw van de voormalige Rijksverzekeringsbank in Amsterdam uit 1939. Dit gebouw heeft een staalskelet met een hoog middendeel en lage zijvleugels. De zijvleugels zijn geheel verwijderd om de bouw mogelijk te maken van een ondergrondse parkeergarage voor driehonderd auto's. Daarna is de hoofddraagconstructie van de vleugels opnieuw gemonteerd.

Nederlandse kantorenbouw

Bouwen voor de kantorenmarkt vereist een gedifferentieerde bouwmethode. Integratie van bouwdelen met verschillende functies en met een verschillende levensduur betekent onherroepelijk beperking van de vrijheid tot aanpassing van het gebouw of tot verhoging van de bouwkosten op termijn en daarmee van de exploitatiekosten.

1.1. Voormalig kantoorgebouw van De Stad Rotterdam, Rotterdam. Opname tijdens de renovatie in 1991.



Deze commerciële belangen en de vraag naar flexibele bouwconcepten gelden universeel, dus ook voor Nederland.

De Nederlandse kantoren kenmerken zich echter door een relatief laag prijsniveau en door eigen eisen met betrekking tot de ruimtelijke indeling. Het lage prijsniveau heeft zowel betrekking op de stichtingskosten als op de huuropbrengsten. De spreekwoordelijke Nederlandse zuinigheid komt in de kantorenbouw sterk tot uiting: zelden wordt een verhoogde computervloer toegepast [2], de gevels zijn doorgaans saai, monotoon en sober maar goedkoop, de installaties voor ventilatie en personenvervoer zijn op een absoluut minimale capaciteit gedimensioneerd en de vluchttrappen worden slechts als noodzakelijk kwaad in of naast het gebouw gedoogd. Parkeerplaatsen in of onder het gebouw zijn door de lage grondkosten veelal onrendabel; ze zijn uitsluitend te vinden in stedelijke bouwlocaties. Bij het ontwerp en de keuze voor een bepaalde bouwwijze domineren de bouwkosten veelal ten koste van de mogelijke flexibiliteit en van de kwaliteit.

De Nederlandse eisen voor toetreding van daglicht op de werkplek leiden tot kantoorruimten langs de gevel met een diepte van 5,4 m. Aan iedere werknemer wordt ongeveer 9 m² netto vloeroppervlak toebedeeld, hetgeen overeenkomt met een gevelbreedte van 1,8 m. Zo zijn de typische Nederlandse cellenkantoren ontstaan met standaardvertrekken van 3,6×5,4 m voor twee personen, verbonden met een 1,8 m brede gang. Soms wordt een kantoordiepte van 7,2 m toegestaan met een 'donkere' zone om het verhuurbaar oppervlak te vergroten en wijkt men incidenteel af van het raster van 1,8 m.

Alle figuren en direct toepasbare informatie in deze publikatie zijn een afgeleide van deze typisch Nederlandse verhoudingen. Dit betekent niet dat bij de keuze van het bouwconcept en de bijbehorende hulpmiddelen bij het ontwerp andere verhoudingen of een grotere ontwerpvrijheid niet zijn toestaan.

Verdiepingbouw met een hoogte tot zes bouwlagen bestrijkt het overgangsgebied tussen de strikte laagbouw en de aanzet tot de echt hoge gebouwen. Afhankelijk van de gebouwhoogte en het aantal bouwlagen, spelen bepaalde voorzieningen een rol.

■ *Liften.* Vanaf drie bouwlagen dient minimaal één personenlift te worden geïnstalleerd. Voor rolstoelgebruikers is ten minste een achtpersoonslift nodig. Voor lage gebouwen is een hydraulische lift zonder dakopbouw interessant. Brandweerliften zijn niet nodig.

■ *Gevelreiniging.* Tot drie bouwlagen is onderhoud van de gevel mogelijk met staande ladders vanaf het maaiveld; vanaf vier bouwlagen wordt de gevel bereikt langs het dak met verrijdbare gevelladders of hangbruggen.

■ *Constructieve veiligheid van de hoofddraagconstructie bij brand.* Onderdelen van de hoofddraagconstructie moeten voldoen aan de prestatie-eis met betrekking tot brandwerendheid [3], die gerelateerd is aan de hoogte van de bovenste verdiepingvloer (zie afb. 11.1). Praktisch gezien wordt onderscheid gemaakt tussen gebouwen tot twee bouwlagen (lichtste eis), gebouwen met drie of vier bouwlagen en gebouwen met vijf bouwlagen of meer (zwaarste eis).

1.2 Staalskeletbouw met geprefabriceerde plaatvloeren

De draagconstructie van een gebouw dient een solide structuur te zijn, die:

- zonder ingrijpende wijzigingen gedurende lange tijd kan functioneren;
- diverse afbouwmethoden toelaat;
- toegankelijk is voor onderhoud en vervanging van bouwkundige systemen en installaties;
- een onbelemmerde inrichting en herindeling van de ruimte toestaat.

Dit vraagt om een open bouwmethode. Een goed bouwconcept biedt daarnaast nog andere vormen van flexibiliteit, namelijk:

- voldoende groot toepassingsbereik, zowel wat betreft de bestemming als de afmetingen van een gebouw;
- variatie in de vormgeving en in de aansluiting tussen ruwbouw en afbouw;
- flexibiliteit in de bouwvoorbereiding en tijdens de bouw, met het oog op wijzigingen;
- flexibele inpassing in de bouworganisatie;
- voldoende breed assortiment van constructie-elementen en leveranciers.

Staalskeletbouw met kanaalplaatvloeren voldoet ruimschoots aan deze criteria. Staalskeletbouw met betonnen vloerelementen betekent het assembleren van louter geprefabriceerde, zelfdragende onderdelen tot de draagconstructie van een gebouw. Het is tevens een open bouwmethode, waarbij een duidelijke scheiding is aangebracht tussen het dragende skelet en de klimaatscheidende gevels. Dit bouwconcept is in Zweden ontwikkeld voor verdiepinggebouwen en heeft daar in korte tijd een groot marktaandeel veroverd in de bouw van kantoren en hotels. Achter dit succes schuilen drie sleutelbegrippen:

- een nuchtere visie op de constructie-opgave;
- flexibiliteit van het bouwconcept;
- een bouworganisatie met een onderaannemer voor de totale draagconstructie (frame contractor).

Staal is in de eerste plaats een betrouwbaar bouw materiaal met een grote stijfheid zonder kruipeffect, geschikt voor druk- en trekkrachten, gecertificeerd leverbaar in verschillende soorten (met verschillende sterkten) en industrieel vervaardigd met kwaliteitsbewaking van proces en produkt. Deze eigenschappen maken zeer slanke constructies en constructie-elementen mogelijk. Staalprofielen zijn in grote verscheidenheid in de handel verkrijgbaar.

Er bestaat echter een aantal misvattingen ten aanzien van staal als constructie-materiaal, met name betreffende de duurzaamheid, de brandbestendigheid en de kostprijs.

■ *Duurzaamheid.* De slankheid van staalprofielen is in de architectuur vaak aangegrepen om de constructie tevens te benutten als expressiemiddel buiten het gebouw. Blootgesteld aan weersinvloeden en risico's van beschadiging vraagt een constructie uiteraard extra bescherming en onderhoud. Geheel ten onrechte wordt daarom vaak gedacht dat een staalskelet binnen in een gebouw dezelfde aandacht behoeft als plaatsing buiten een gebouw in de open lucht.

In geïsoleerde gebouwen met een constant binnenklimaat bestaat *geen* corrosiegevaar. Constructiedelen die niet zichtbaar blijven, hoeven derhalve *niet* corrosiewerend te worden behandeld [4].

■ **Brandbestendigheid.** De ruime toepassing van staal in constructies voor bedrijfs-hallen en opslagruimten en de talrijke branden in dergelijke gebouwen, wekken de schijn dat er een verband bestaat tussen het constructiemateriaal en de brandschade. Onderzoek spreekt dit echter tegen [5].

In genoemde categorie gebouwen bevinden zich doorgaans weinig personen, zodat uit veiligheidsoverwegingen minimale beschermingsmaatregelen tegen brand volstaan. De inhoud van het gebouw kan grote hoeveelheden brandbaar materiaal bevatten waarvan de verzekeringswaarde veel hoger is dan die van de bouwconstructie. Het is derhalve niet economisch de constructie tegen brand te beschermen, terwijl de inventaris verloren gaat en men de zekerheid heeft dat het gebouw zal worden gesloopt. Een zinvolle preventie van brandschade – en daarmee de bescherming van inventaris en constructie – is dan het vroegtijdig detecteren en blussen via een sprinklerinstallatie of het beperken van de brandomvang via compartimentering. In verdiepinggebouwen, waarin zich doorgaans veel personen bevinden en weinig brandbaar materiaal, is de situatie omgekeerd. Door de strenge eisen, afhankelijk van de gebouwhoogte en de gevolgen van instorting, is bescherming van de draagconstructie tegen brand noodzakelijk. Met het aanbrengen van een brandwerende bekleding is het technisch geen probleem een brandwerendheid van twee uur of meer te realiseren. (In Nederland wordt geen hogere brandwerendheid geëist dan twee uur.) Maar er bestaan ook meer inventieve oplossingen. Door integratie van bijvoorbeeld stalen vloerliggers in de betonnen vloer en de plaatsing van slanke stalen kolommen in het binnenspouwblad is een brandwerende bekleding vaak niet meer nodig.

■ **Kostprijs.** Ontwerpers schatten de kostprijs van een staalconstructie vaak te hoog in, deels door een gebrek aan ervaring met de toepassing van staal in verdiepinggebouwen. Het in deze publikatie beschreven concept leidt in veel gevallen tot een concurrerende prijs, mede als gevolg van de lage kosten voor brandwerende voorzieningen.

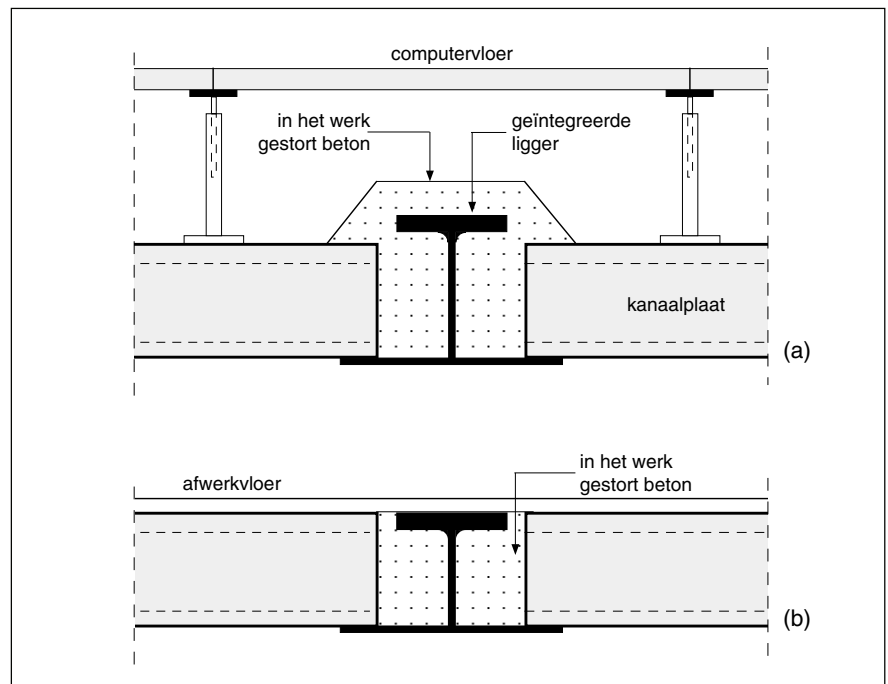
De voordelen van betonnen kanaalplaten als constructie-elementen voor vloeren zijn inmiddels in de bouw algemeen bekend. Tegen een scherpe prijs wordt zonder onderstempeling in korte tijd een beloopbare vloer gerealiseerd, waarbij grote overspanningen mogelijk zijn bij een relatief laag eigen gewicht.

1.3 Concept met geïntegreerde liggers en kanaalplaten

Een uitgebalanceerd ontwerp van de hoofddraagconstructie vereist inzicht in het toe te passen vloerconcept en in de functionele eisen waaraan de vloer moet voldoen. Immers in het ontwerpstadium moet een weloverwogen keuze worden gemaakt voor de principiële overspanningsrichtingen van de vloer en daaraan gerelateerd de maatvoering van het kolomraster. Deze keuze heeft belangrijke gevolgen voor de indelingsvrijheid van de plattegrond, voor de afmetingen en de gewichten van de constructie-elementen en uiteraard voor de bouwkosten.

Geïntegreerde stalen liggers en kanaalplaten vormen een constructieconcept van lijnvormige elementen, waarbij de belastingafdracht uitsluitend in de lengterichting

1.2. Liggerpositie in de vloer met
(a) een verhoogde vloer en
(b) een afwerkvloer.



van elk element plaatsvindt. De stalen ligger heeft een smalle bovenflens, een brede onderflens en een hoogte, die vrijwel gelijk is aan de dikte van de kanaalplaten. De kanaalplaten liggen op de ongeveer 15 mm dikke onderflens, zodat de stalen ligger vrijwel geheel wordt opgenomen (geïntegreerd) in de betonnen vloer.

Doorgaans wordt de betonnen vloer aan de bovenzijde vlak afgewerkt, zodat de stalen liggers niet hoger mogen zijn dan de dikte van de vloerplaten. Een uitzondering is mogelijk bij een verhoogde montage- of computervloer (afb. 1.2).

Kanaalplaten zijn geprefabriceerde, voorgespannen elementen van beton, die volgens het extrusieprincipe worden vervaardigd en na verharding op lengte worden gezaagd. Desgewenst kunnen de platen schuin worden doorgezaagd onder een hoek van maximaal 45°. De platen zijn leverbaar in verschillende dikten en hebben een standaardbreedte van 1,2 m; er zijn echter ook platen verkrijgbaar met een breedte van 0,3 en 0,6 m.

Inmiddels heeft een zekere harmonisatie plaatsgevonden tussen de diverse leveranciers van kanaalplaten, zowel wat betreft de verkrijgbare dikten als de bijbehorende volumegewichten (tabel 1.3). Met name de dikte is van belang, omdat deze maat de bovengrens aangeeft voor de toepasbare hoogte van de geïntegreerde ligger.

Kanaalplaten van type 3 zijn ook verkrijgbaar in een dikte van 250, 265 en 270 mm. Het vermelde gewicht bij alle plaattypen is een bovengrens; vrijwel alle in Nederland leverbare kanaalplaten zijn lichter.

In het algemeen combineert een vloer in een gebouw drie constructieve functies, te weten:

- afdracht van verticale belastingen naar de opleggingen;
- schijfwerking, waarbij horizontale belastingen ten gevolge van wind en scheefstand naar stabiliserende elementen (wanden; kernen) worden overgedragen;
- scheiding van brandcompartimenten.

De vloerconstructie dient primair te worden ontworpen op de afdracht van verticale belastingen. Een onderscheid is te maken tussen *randliggers* (éénzijdig belast) en

1.3. *Gestandaardiseerde
ontwerpgegevens van
kanaalplaten.*

type	1	2	3	4	5
dikte (mm)	150	200	260	320	400
gewicht, incl. voegvulling (kN/m ²)	2,6	3,0	3,9	4,5	5,0

tussenliggers (tweezijdig belast). Randliggers komen voor als onderdeel van de gevelconstructie, als raveelliggers langs sparingen of op plaatsen waar de overspanningsrichting van de vloerplaten verandert. Randliggers worden doorgaans excentrisch belast door de vloerplaten en worden behandeld in 3.4. Tussenliggers fungeren vrijwel uitsluitend als oplegging voor vloerplaten en worden nagenoeg centrisch belast, zelfs als de vloervelden aan weerszijden een verschillende overspanning hebben. De liggers kunnen deel uitmaken van een stabiliteitsverband, hetgeen overigens nauwelijks invloed heeft op de dimensionering.

Tussenliggers en kanaalplaten zijn zowel maatgevend voor de dimensionering van de vloerconstructie als voor de maximale afstanden van het kolomraster. Hierop wordt ingegaan in 4.1. De schijfwerking van de vloer wordt besproken in 5.1, terwijl hoofdstuk 11 de constructieve veiligheid bij brand behandelt.

1.4 Ontwikkeling van de geïntegreerde stalen ligger

Het vloerconcept van geïntegreerde liggers met kanaalplaten heeft een stormachtige ontwikkeling doorgemaakt. In het midden van de tachtiger jaren startte het Zweedse staalbedrijf Gränges Hedlund met de productie van uit plaat gelaste hoedliggers, die later is overgenomen door het Finse staalbedrijf Rautaruuki. De liggers dankten hun naam aan de typische vorm van de doorsnede: een brede onderflens en twee lijven, afgedekt met een smalle dikke bovenflens. In korte tijd werden varianten van deze hoedligger op de markt gebracht door de Zweedse staalconstructiebedrijven Norrtälje Svets (met patent) en Tibnor.

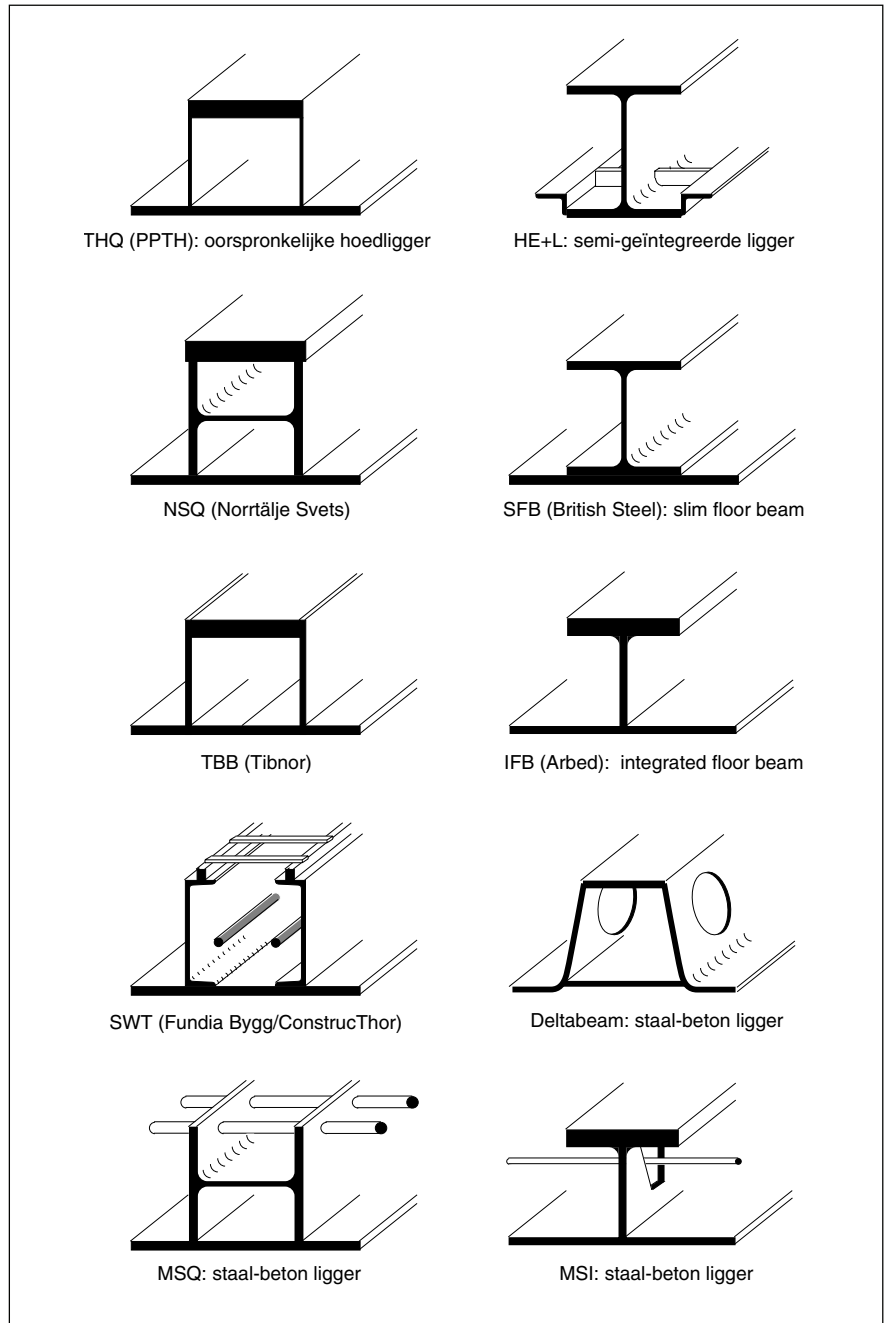
Het Zweedse constructiebedrijf Fundia Bygg zorgde voor een belangrijke innovatie door een open bovenflens toe te passen en de ligger te vullen met gewapend beton. Dit principe is een gepatenteerd idee van Jörgen Thor, waarmee de ligger voldoende brandwerendheid verkrijgt zonder een verdere additionele bescherming tegen brand. Een dergelijke ligger wordt in Engeland verkocht door ConstrucThor Plc.

Het concept van geïntegreerde liggers met kanaalplaten kreeg ook de interesse van staalbedrijven buiten Scandinavië. Het Luxemburgse staalbedrijf Arbed presenteerde in 1991 voor het eerst een eigen serie liggers met een open doorsnede, samengesteld uit een gehalveerd IPE-profiel en een aangelaste plaat als onderflens. Het Engelse Steel Construction Institute ontwikkelde in opdracht van British Steel een eenvoudig te fabriceren vloerligger en publiceerde in 1992 het 'slim floor concept', waarbij eenvoudig een plaat aan de onderzijde tegen een standaard HE-profiel wordt gelast [6].

De meest recente ontwikkelingen vinden plaats in Finland en gaan in de richting van geïntegreerde staal-betonliggers, waarbij gebruik wordt gemaakt van een verdere samenwerking tussen staal en beton (afb. 1.4). Experimenteel onderzoek naar dit soort constructies is gaande en moet nog leiden tot constructieve ontwerpregels en regelgeving.

Voordat het concept van de geïntegreerde ligger in Nederland bekend raakte en de liggers verkrijgbaar waren, is in ons land al een aantal gebouwen ontworpen en gebouwd met soortgelijke constructies (afb. 1.12). De vloerliggers waren gedrongen HE-profielen, die slechts enkele centimeters hoger waren dan de kanaalplaten. De platen lagen op aangelaste hoekstalen, die alleen tijdens de montage een constructieve functie vervulden. De holle ruimte werd volledig gevuld met beton. Geïntegreerde liggers zijn inmiddels in zeer uiteenlopende projecten toegepast, ook in Nederland (afb. 1.5-1.12).

*1.4. Enkel-symmetrische
geïntegreerde stalen vloerliggers.*



1.5. THQ-ligger (PPTH) in het kantoorgebouw Holec, Waddinxveen (1992): (a) overzicht; (b) aansluiting van de liggers aan een ronde kolom.



a



b

1.6. THQ-ligger (PPTH) in een parkeergarage, Purmerend (1992): (a) interieur; (b) montage.



a



b

1.7. NSQ-ligger (Norttälje Svets) in (a) kantoorgebouw Lilla Bommen, Göteborg (S) en (b) Wasa Center, Stockholm (S).



a



b



a

1.8. SWT-ligger (Fundia Bygg) in het
faciliteitengebouw van de Universiteit van Utrecht (1992):
(a) overzicht; (b) oplegging bij kern.

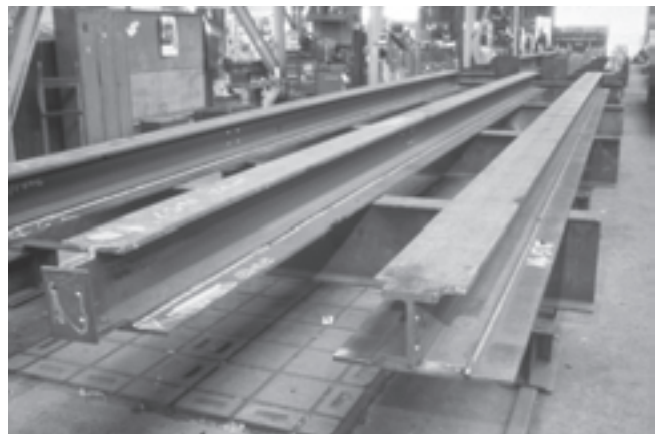


b

1.9. SFB-ligger (British Steel) in
New Square, Bedford Lakes (GB):
(a) overzicht; (b) fabricage van de liggers.



a



b

1.10. IFB-ligger (Arbed) in
(a) hoogbouw Pleiad, Brussel (België, 1992) en
(b) hoofdkantoor van Arbed, Esch-sur-Alzette (Luxemburg, 1992).

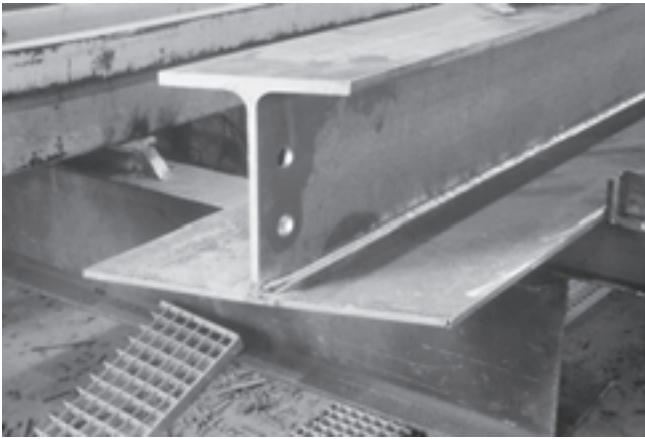


a



b

1.11. Kantoorgebouw ZNC, Dintelmond (1992):
(a) IFB-ligger (Arbed); (b) metal stud profielen
als binnenblad van de buitengevel.



a



b

1.12. HE- + L-ligger in
(a) kantoorgebouw Lease
Concept, Amsterdam en
(b) kantoorgebouw Dienst
Beheer & Milieu, Delft (1991).



a



b

1.5 Kosten en baten

De directe kosten van de hoofddraagconstructie van verdiepinggebouwen bedragen ongeveer 10% van de stichtingskosten (tabel 1.13). De keuze van de draagconstructie beïnvloedt echter ook op indirecte wijze de kosten.

Een voorbeeld is de invloed van de verdiepinghoogte op de kosten voor de gevel, die bijna een kwart van de totale stichtingskosten bedragen. Indien een draagconstructie wordt toegepast met een verdiepinghoogte van 3,3 m in plaats van 3,6 m, wordt een twaalfde deel van het geveleppervlak bespaard, overeenkomend met bijna 2% van de stichtingskosten. Omdat deze besparing wordt bereikt in het niet-beglaasde, goedkopere deel van de gevel, bedraagt de besparing per saldo ongeveer 1,5%. Indirect wordt zo 15% van de kosten van de hoofddraagconstructie terugverdiend. Bedacht moet worden dat een verkleining van de verdiepinghoogte nog andere gunstige invloeden heeft: de hoogte van inbouwwanden, de lengte van

1.13. Gemiddelde opbouw van de stichtingskosten voor een gebouw van achttien verdiepingen [7].

kostensoort	percentage van de totale kosten	
grond & ontwikkeling	20%	
architect & adviseurs	10%	
aannemer (incl. rente):	draagconstructie	10%
	gevel	23%
	afbouw	6%
	installaties	28%
	diversen	3% +
	totaal	70%

trappen en van verticale leidingen en kanalen worden gereduceerd en lifttijden worden bekort.

De relatie tussen de kosten van installaties en de keuze van de draagconstructie is minder direct. Wel is het zo dat een vlakke vloer het aanbrengen van installaties aan de onderzijde vereenvoudigt; er behoeft immers geen rekening te worden gehouden met obstakels zoals balken en kolomkoppen.

In tabel 1.14 is de bouwrente niet expliciet vermeld, omdat deze sterk projectafhankelijk is. Voor het gemiddelde kantoorgebouw bedraagt de rente ongeveer 10% van de stichtingskosten. Dit percentage kan worden gereduceerd door de duur van het gehele project te verkorten. Bij toepassing van een staalskelet met kanaalplaatvloeren kan snel worden gebouwd, zonder dat dit ten koste gaat van de maatvastheid waarmee staalconstructies gewoonlijk worden gerealiseerd. Het verkorten van de bouwtijd vereist echter een reductie van de cyclustijd per verdieping voor zowel de ruwbouw als de afbouw.

Voor de ruwbouw is dit te bereiken door het inzetten van een grotere hijs capaciteit. De afbouwsnelheid kan alleen worden opgevoerd door het werk op de bouwplaats te reduceren. Voor de gevel betekent dit het toepassen van geprefabriceerde elementen, die bij voorkeur zo zijn gedetailleerd dat de binnenafbouw kan starten zodra de gevel is gemonteerd.

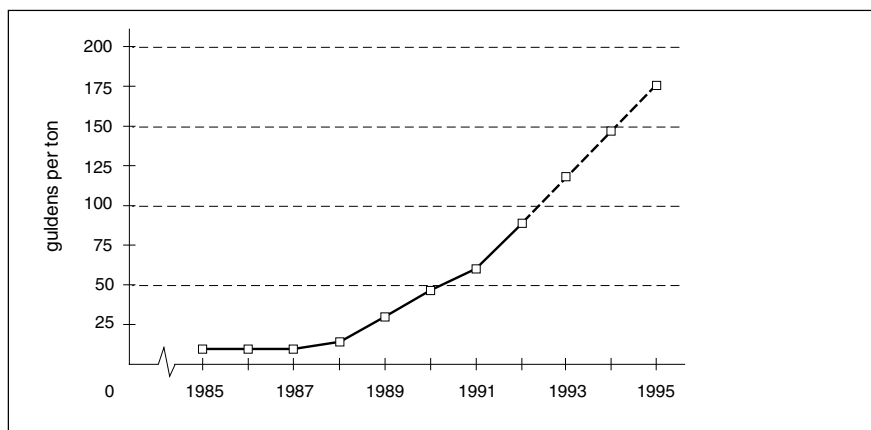
Het wind- en waterdicht maken van het gebouw bepaalt in de regel het kritieke pad. De benodigde tijd voor het plaatsen van een gevelelement hangt sterk af van de maattoleranties van de hoofdconstructie. Kleine toleranties laten eenvoudige bevestigingssystemen toe, die van tevoren worden gesteld. Het monteren van de gevelelementen vergt dan weinig tijd, waardoor de bouwsnelheid aanzienlijk wordt opgevoerd.

Uit het voorgaande blijkt dat minimale kosten van de draagconstructie alleen geen garantie vormen voor minimale bouwkosten van een verdiepinggebouw.

Een ander, wellicht minder voor de hand liggend aspect van kosten en baten betreft de aanpasbaarheid van het gebouw. Hiermee wordt niet alleen de aanpasbaarheid van de plattegrond bedoeld, maar tevens die van het gehele gebouw zelf. Het uiterlijk van een gebouw is aan mode onderhevig: gebruikers willen hun eigen identiteit aan het gebouw aflezen en dat behelst meer dan de kleur van de brievenbus. Deze vorm van aanpasbaarheid hangt nauw samen met de keuze van de draagconstructie, en met name de keuze tussen een constructie met vloerdragende gevelelementen en skeletbouw.

In het geval van vloerdragende gevelelementen zijn de dragende en scheidende functies geïntegreerd. Bij skeletbouw daarentegen is dat niet het geval en is een

1.14. Kostenindicatie voor het storten van bouw- en sloopafval [9].



optimalisatie mogelijk: de draagconstructie naar de dragende functie en de gevel naar de klimaatscheidende functie. Bovendien behoeft men bij het ontwerpen van de gevel minder rekening te houden met de draagconstructie.

Ten slotte moet in de ontwerpfase meer en meer rekening worden gehouden met de sloop van het gebouw. Tegenwoordig kan niet voorbij worden gegaan aan de hoeveelheid bouw- en sloopafval die jaarlijks moet worden verwerkt. In 1990 bedroeg dit al een hoeveelheid van 9,8 miljoen ton [8]. Afgezien van de ruimte die nodig is om elk jaar een dergelijke hoeveelheid in Nederland onder te brengen, nemen ook de verwerkingskosten toe (afb. 1.14).

In dit kader speelt de keuze tussen een doosvormige en een skeletvormige draagconstructie eveneens een rol. De massa van de vloer vormt, vrijwel onafhankelijk van het type draagconstructie, ongeveer 65% van de totale massa van een gebouw. Gebouwen met een skeletvormige draagconstructie zijn te renoveren zonder de vloeren te slopen (afb. 1.1). De relevantie hiervan blijkt wanneer de kosten van het verwerken van bouw- en sloopafval worden gezien. Als de huidige trend zich doorzet, mag begin volgende eeuw worden verwacht dat het slopen van een constructie en het verwerken van het afval duurder is dan de bouw van een nieuwe constructie.

Staal behoudt een positieve restwaarde, die groter is naarmate het staal minder is geconserveerd. Zeker bij toepassing in een gebouw met een droog klimaat is een conservering overbodig. Op termijn kan dit staal op milieuvriendelijke wijze, zonder verontreinigingen, weer in de grondstoffenstroom terugkeren.

2 Uitgangspunten voor het ontwerp

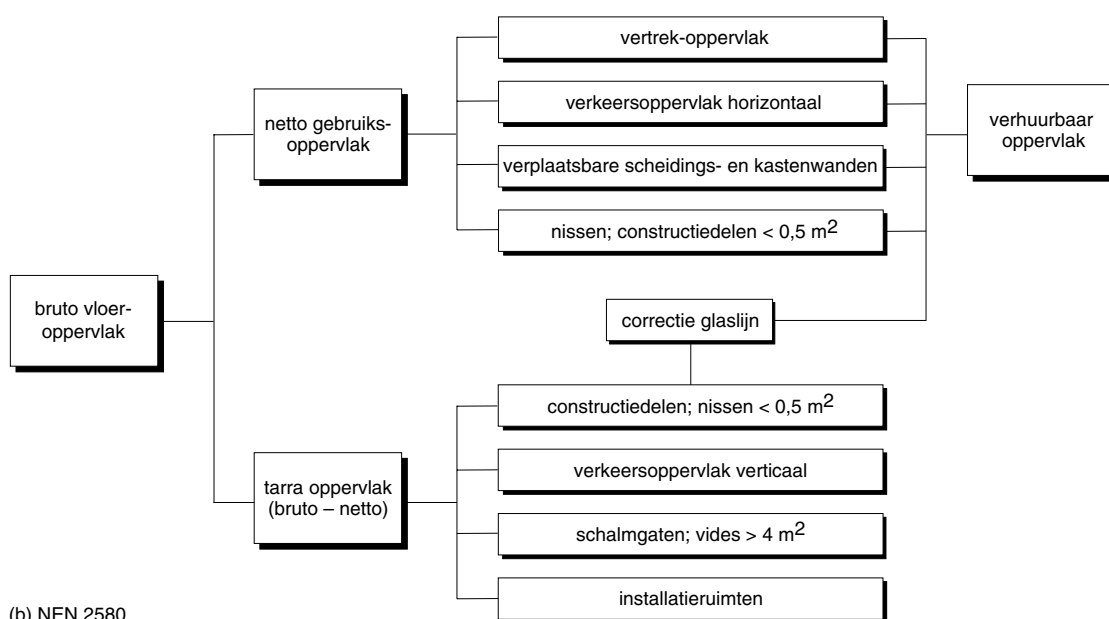
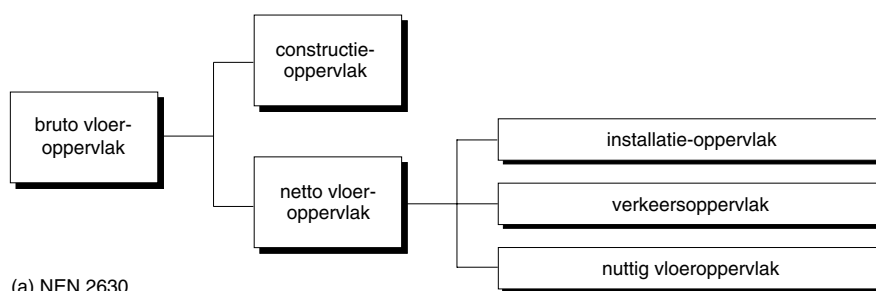
2.1 Ruimtelijk-functioneel ontwerp

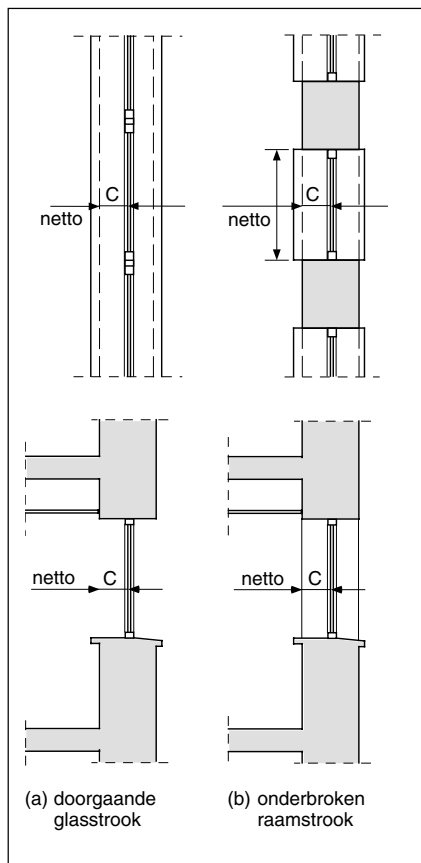
Verhuurbaar versus bruto vloeroppervlak

Kenmerkend voor verdiepingbouw is de noodzaak van verticaal transport, zowel tijdens het bouwproces als tijdens het gebruik van het gebouw. Deze behoefte wordt steeds belangrijker naarmate het aantal bouwlagen toeneemt. Binnen een gebouw vindt verticaal transport plaats van krachten (wind, eigen gewicht en gebruiksbelasting), van personen en goederen (trappen, liften), van lucht (ventilatie), van gas en water (drinkwater, bluswater, spoelwater, hemelwater, centrale verwarming), van stroom (distributie van elektrisch vermogen, aardleiding) en van zwakstroom (communicatie tussen mens en apparatuur, gebouwbeheer en -beveiliging). Steeds vaker speelt ook het verticaal transport van licht (vide, atrium) een rol.

Het verticaal transport binnen een gebouw neemt een deel van het beschikbare bruto vloeroppervlak (bvo) in beslag. Het resterende bruikbare of verhuurbare vloeroppervlak (vvo) drukt men als percentage uit in de verhouding vvo/bvo. Voor een

2.1. Meetmethode voor het vaststellen van het bruikbare vloeroppervlak:
(a) nuttig vloeroppervlak volgens NEN 2630;
(b) verhuurbaar vloeroppervlak volgens NEN 2580.





2.2. Bepaling van de glaslijn-correctie (oppervlakte; factor C) volgens NEN 2580: (a) bij een doorgaande glasstrook; (b) bij een onderbroken raamstrook.

opdrachtgever is het wenselijk dit percentage zo hoog mogelijk te houden; de meeste beleggers in de kantorenmarkt eisen een minimaal percentage van 85%. De wensen en waarderingen binnen de commerciële vastgoedsector zijn door de stichting REN-Nederland vastgelegd in een Real Estate Norm [10].

De Vereniging van Nederlandse Projectontwikkelingsmaatschappijen (Neprom) heeft een meetmethode opgesteld om het percentage vvo/bvo vast te stellen. Deze methode is bij de komst van het Bouwbesluit [3] opgenomen in NEN 2580 [11], die niet alleen NEN 2630 voor utilitaire gebouwen vervangt, maar ook NEN 2320 voor woningen. De term 'nuttig vloeroppervlak', zoals vroeger gedefinieerd in NEN 2630, mag niet worden verward met het door de Neprom geïntroduceerde begrip 'verhuurbaar vloeroppervlak' (afb. 2.1). Daartoe rekent de huidige NEN 2580 namelijk de totale beloopbare vloeroppervlakte die voor huurders toegankelijk is, vermeerderd met het oppervlak van de vensterbank volgens de zogeheten glaslijn-correctie (afb. 2.2). Het gedeelte van het bruto vloeroppervlak, dat door de constructie zelf in beslag wordt genomen, lag vroeger vast in de netto/bruto-verhouding maar heeft in het nieuwe begrippenkader zijn betekenis verloren.

Het is de taak van zowel de architect als de adviseur voor de bouwconstructie het percentage vvo/bvo en de netto/bruto-verhouding van het ontwerp zo hoog mogelijk te houden en bij de verdere uitwerking te bewaken.

Verticaal transport

De beschikbare plaatsen voor het verticaal transport worden in de ontwerpfase bepaald en daarmee voor de verdere levensduur van het gebouw vastgelegd. Deze keuze dient zodanig te worden gemaakt, dat de indelingsvrijheid van het bruikbare vloeroppervlak en de uitbreidingsmogelijkheid van het gebouw niet worden aangetast. Daarnaast is het wenselijk dat vervanging van installaties en aanpassing van de gevels mogelijk blijft.

Om te voldoen aan de eisen van brandveiligheid is compartimentering van een gebouw meestal noodzakelijk, waarbij de verdiepingvloeren een scheiding vormen tussen de verschillende compartimenten. Verticaal transport betekent een doorbreking van deze brandscheiding. Bij brand kunnen rookgassen en vuur zich langs dergelijke doorbrekingen verspreiden. Om deze reden dient het verticaal transport plaats te vinden in geïsoleerde schachten, waarvan de wanden en de afdichtingen bij vloerdoorbrekingen voldoende brandbestendig zijn. Het ligt voor de hand de verschillende soorten van verticaal transport zo veel mogelijk te concentreren. Een uitzondering hierop vormen de vluchtwegen voor personen, verticale schijfconstructies voor de stabiliteit en kolommen.

Het is van belang in een vroeg stadium van het ontwerp een geschikte keuze te maken voor een constructiestrategie en een installatieschema en daarbij de plaats, de vorm, de oriëntatie en de afmetingen te bepalen van bouwkundige elementen die dominant in de plattegrond aanwezig zijn. Dat zijn met name: stabiliteitselementen; ventilatiekanalen en leidingschachten; en liften en trappen.

Het ruimtebeslag door deze elementen hangt in sterke mate af van het aantal bouwlagen en van de oppervlakte van elke verdieping.

2.2 Stabiliteitselementen

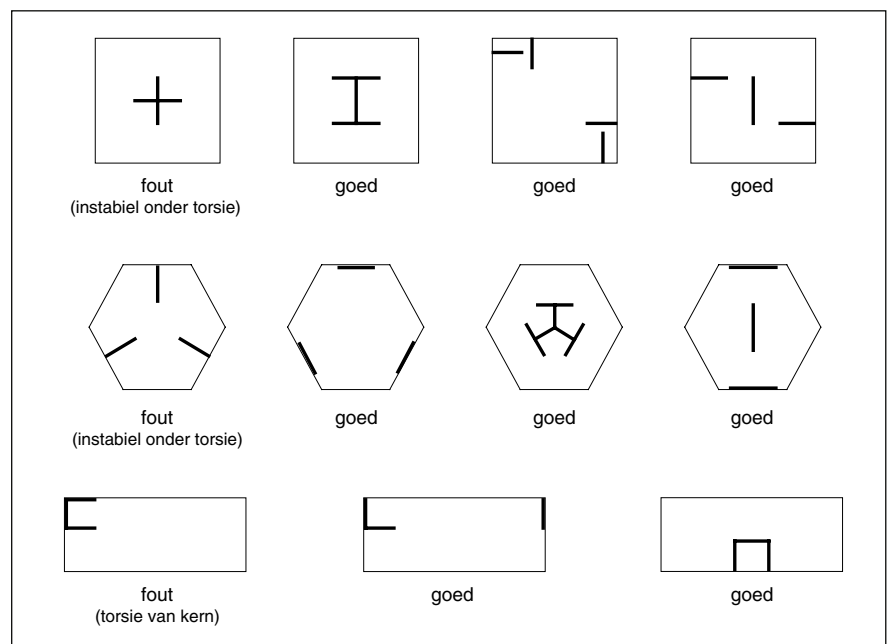
De stabiliteitselementen van een verdiepinggebouw bieden weerstand aan horizontale belastingen, bijvoorbeeld ten gevolge van wind of scheefstand, en beperken de horizontale uitwijking van het gebouw als gevolg van deze belastingen. De horizontale uitwijking van een bouwlaag bestaat uit drie componenten: een horizontale verplaatsing in twee onderling onafhankelijke richtingen en een draaiing om een verticale as. Om een gebouw stabiel te maken, zijn tenminste drie afzonderlijke of gegroepede verticale stabiliteitsvoorzieningen nodig. Deze moeten bovendien zodanig zijn gesitueerd dat de systeemlijnen in de plattegrond niet evenwijdig lopen en ook niet één gemeenschappelijk snijpunt bezitten (afb. 2.3).

Een stabiliteitselement, bijvoorbeeld een dichte wand, is als een smalle schijf eenvoudig aan het staalskelet toe te voegen (afb. 2.4). Het is wenselijk een vrijwel dichte stabiliteitswand te laten samenvallen met een permanente scheidingswand tussen twee brandcompartimenten, zoals de wanden van trappehuizen en lift- en leidingschachten. Ook dichte geveldelen lenen zich goed voor dit doel.

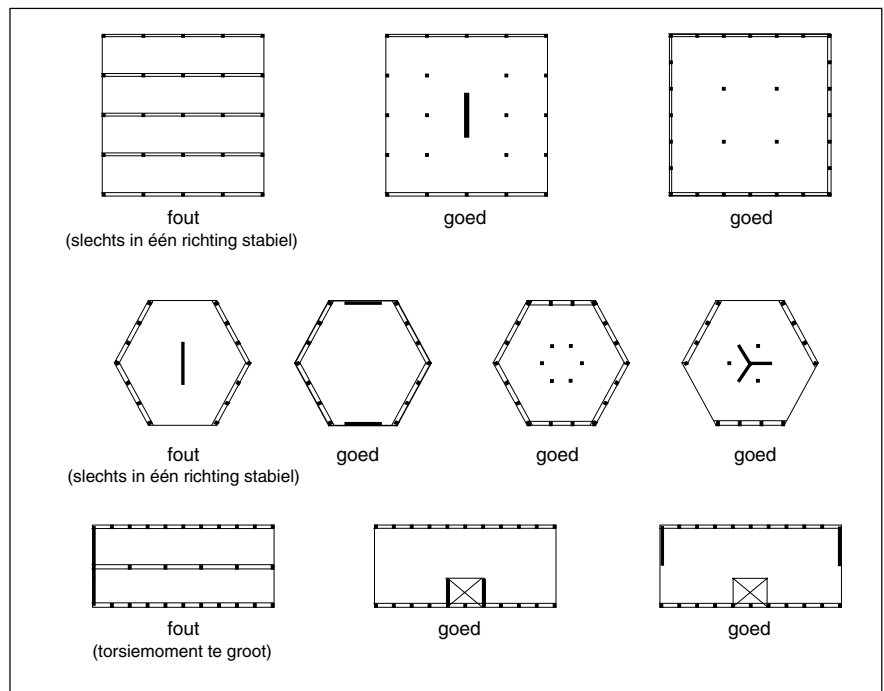
Wanneer om functionele redenen in een gebouw alleen kolommen mogen staan, verzorgen ongeschoorde raamwerken de stabiliteit van het gebouw. Dit betekent dat de verbinding tussen de kolommen en de liggers van het skelet momentvast moet zijn. Een forse verzwaring van de kolommen en liggers is daarvan het gevolg. Een bouwwijze met een kern of een aantal afzonderlijke schijven verdient daarom de voorkeur.

Voor een gebouw met een langwerpige plattegrond is een combinatie van beide stabiliteitsprincipes soms een goede keuze, namelijk in dwarsrichting een aantal stabiliteitswanden en in langsrichting een ongeschoord raamwerk in de gevel.

2.3. Plattegronden van een bouwlaag; stabiliteit van een gebouw met schijven. De werklijnen van de schijven mogen niet evenwijdig zijn en mogen elkaar ook niet in één punt snijden.



2.4. Plattegronden van een bouwlaag;
stabiliteit van een gebouw
met raamwerken en schijven.



2.3 Ventilatiekanalen en leidingschachten

Ventilatiekanalen

In het ruimtelijk-functioneel ontwerp speelt naast de verhouding tussen bruto en netto vloeroppervlak ook de verhouding tussen bruto en netto gebouwinhoud een belangrijke rol. In een gemiddeld kantoorgebouw is ongeveer 75% van de hoogte van een verdieping vrij beschikbaar voor de gebruiker. De resterende 25% wordt in beslag genomen door het gebouw zelf, namelijk: de vloerconstructie, de plafonds met armaturen voor verlichting en daartussen de ruimte voor installaties. De hoogte van de installatieruimte hangt voornamelijk af van de afmetingen van de ventilatiekanalen.

Een zo klein mogelijke bruto verdiepinghoogte betekent een minimale gebouwhoogte, waardoor het totale geveloppervlak en de te klimatiseren gebouwinhoud eveneens minimaal zijn. De opdrachtgever bepaalt de vrije of netto hoogte, zodat de minimale verdiepinghoogte afhangt van het beperken van zowel de constructiehoogte als de installatieruimte.

Het vloerconcept met geïntegreerde stalen liggers en voorgespannen kanaalplaten bezit een minimale constructiehoogte en garandeert een obstakelvrije installatieruimte zonder belemmeringen bij het ontwerp, de aanleg, het onderhoud of de vervanging van leidingen en kanalen. De enige mogelijkheid om de verdiepinghoogte dan nog te beïnvloeden, is het beperken van de afmetingen van de ventilatiekanalen.

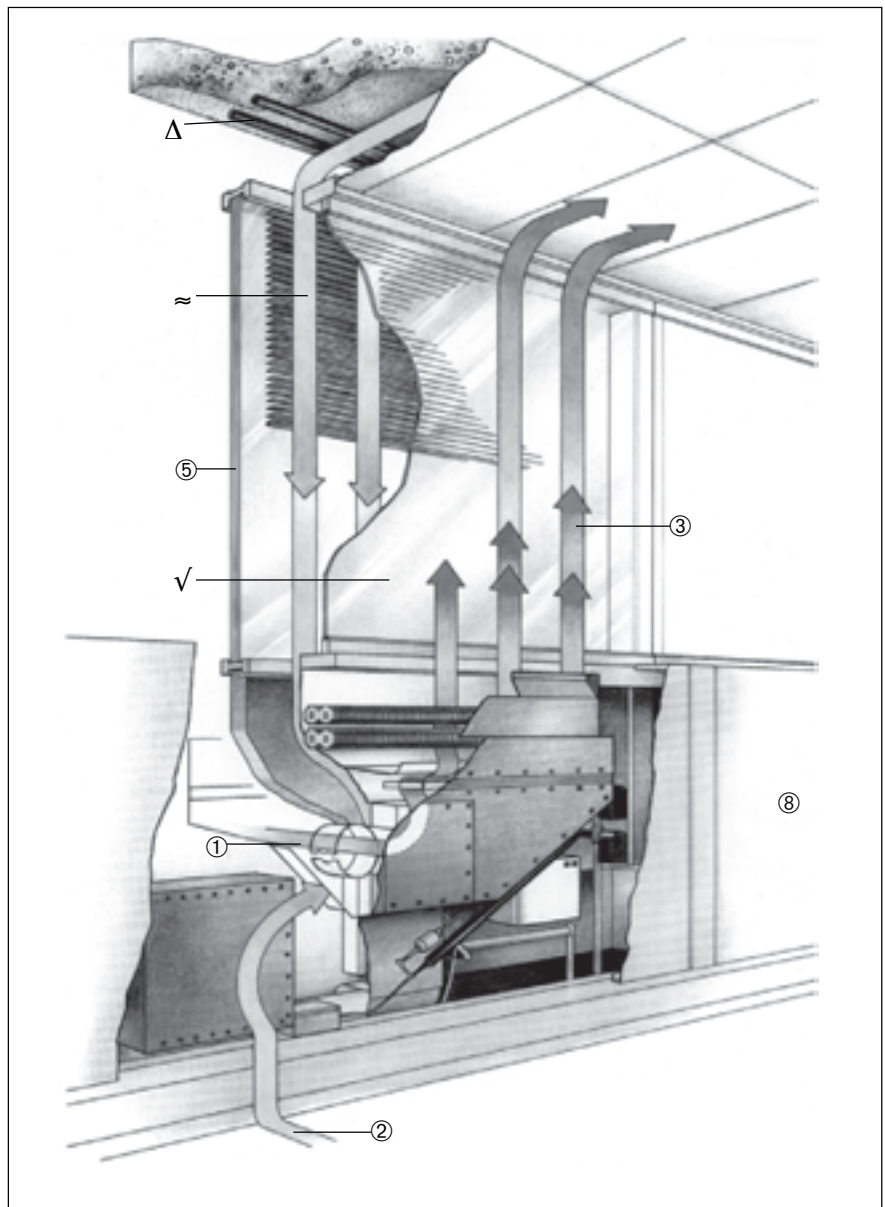
Een belangrijke ruimtebesparing wordt verkregen door de ventilatie van het gebouw niet centraal te regelen, maar in elk vertrek afzonderlijk via de gevel. Dit betekent een keuze voor natuurlijke ventilatie met een open raam of voor gecontroleerde ventilatie met inblaas- en afzuigunits in de borstwering. Op elke bouwlaag vervallen in dat geval de horizontale aan- en afvoerkanalen, hetgeen een reductie van de verdiepinghoogte geeft van ongeveer 10%. Ook de verticale kanalen, die bij een toenemend aantal bouwlagen een substantieel deel van het bruto vloeroppervlak in beslag nemen, zijn niet meer nodig. Ten slotte heeft ventilatie per vertrek het voordeel

dat de gebruiker individueel het binnenklimaat kan afstemmen op de eigen behoefte.

De extra kosten voor een klimaatsysteem in de gevel (afb. 2.5) worden gecompenseerd door een directe besparing op de centrale installatie en een indirecte besparing door ruimtewinst en kwaliteitsverhoging. Het is daarom opmerkelijk dat het principe van decentrale ventilatie in Nederland nog weinig wordt toegepast.

Niettemin bezitten de meeste kantoorgebouwen een centraal geregeld ventilatiesysteem, eventueel aangevuld met een topkoeling. De doorsnede van de horizontale kanalen is het grootst bij de aansluiting op de verticale aan- en afvoerkanalen. De detaillering van deze aansluiting bepaalt doorgaans de benodigde hoogte van de installatieruimte over de gehele verdieping, waarbij tevens rekening moet worden gehouden met elkaar kruisende kanalen. Het is daarom verstandig tijdig een globaal ontwerp van de installaties te maken. Te vaak wordt de installateur voor een voldongen feit geplaatst en moet hij de kanalen letterlijk in alle bochten wringen om binnen de beschikbare ruimte een aftakking of een kruising te maken. Dit werkt niet alleen kostenverhogend maar leidt ook vaak tot drukverlies, waardoor het beoogde ventilatievoud niet wordt gehaald.

2.5. Voorbeeld van een klimaatsysteem in de gevel, waarbij ventilatie, verwarming en koeling per vertrek is te regelen.



1. verse lucht
2. recirculatielucht
3. geconditioneerde lucht
4. derde ruit
5. dubbele beglazing
6. gebruikte lucht
7. c.v.-ringleiding
8. omkasting met wandgoot

Aanbevelingen voor het ontwerp van het ventilatiesysteem zijn:

- vermijd kruisingen van kanalen of plaats deze in een ruimte met een extra verlaagd plafond (bijvoorbeeld de toiletruimte);
- stem de breedte van de horizontale en de verticale kanalen op elkaar af;
- probeer een kanaal na een aftakking te splitsen in twee kleinere kanalen;
- gebruik bij voorkeur ronde kanalen met een diameter uit de voorkeurreeks;
- beperk de breedte/hoogte-verhouding van rechthoekige kanalen tot maximaal 4:1;
- beperk de luchtsnelheid in horizontale kanalen tot 4 m/s om geluidhinder te voorkomen;
- beperk de luchtsnelheid in verticale kanalen tot 6 m/s.

Voor het in stand houden van een gezond werkklimaat is luchtverversing onontbeerlijk. De lucht in een kantoorgebouw wordt namelijk continu verontreinigd door de aanwezige personen, door kantoorapparatuur en door stof en micro-organismen in het gebouw. De geventileerde lucht voert ook warmte uit het gebouw af. Met name de kantoorautomatisering heeft tot een sterke toename van de interne warmteproductie geleid [12]. Bij de huidige gemiddelde kantoorbezetting is een ventilatievoud van drie noodzakelijk om op conventionele wijze de overvloedige warmte af te zuigen. Onderzoek naar de gezondheidsklachten in kantoorgebouwen [1] heeft een aantal adviezen opgeleverd om de kwaliteit van de kantooromgeving te verhogen. Zo wordt onder meer een vrije verdiepinghoogte van 2,8 m aanbevolen evenals voldoende ruimte voor installaties, waardoor onderhoud gemakkelijk (en dus betaalbaar) is.

Onvoldoende onderhoud betekent een groot risico voor de luchtkwaliteit en daarmee voor de gezondheid van de gebruiker.

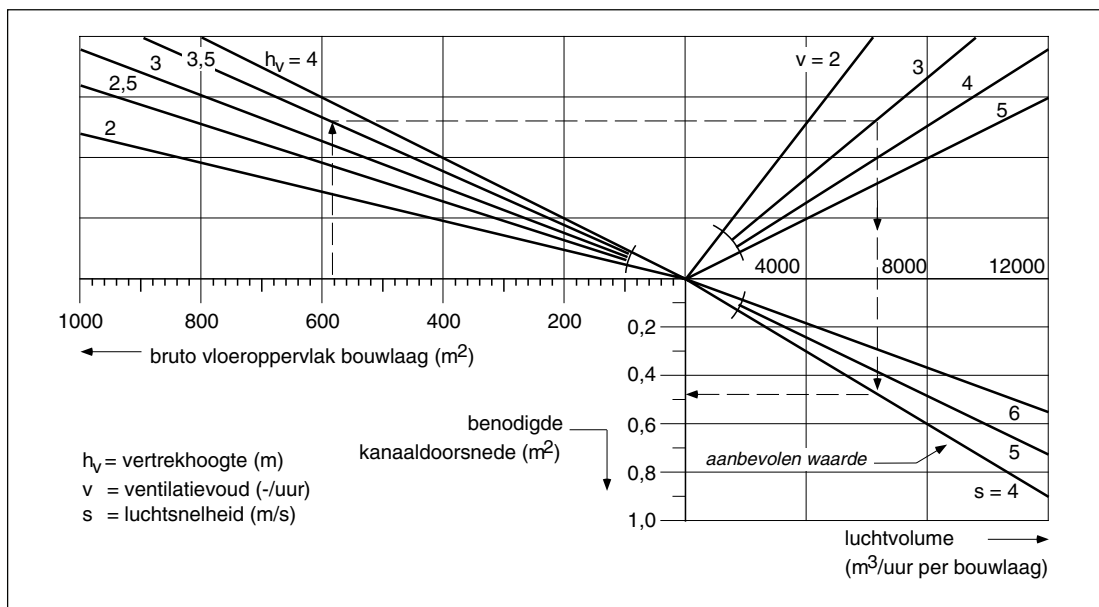
De dimensionering van het ventilatiesysteem is in het ontwerpstadium in een aantal stappen uit te voeren [13], door achtereenvolgens te bepalen:

- de maximale hoogte van de horizontale kanalen op de maatgevende plaats;
- het aantal horizontale kanalen en de bijbehorende afmetingen;
- het aantal verticale kanalen en de bijbehorende afmetingen.

■ De *maximale hoogte van de horizontale kanalen* op de maatgevende plaats (zonder kruisingen) is te bepalen uit onderstaand schema:

verdiepinghoogte (bruto)		m
<i>minus:</i> vrije hoogte (netto)	-/-	 m
■ beschikbaar voor installaties en constructie		 m
<i>minus:</i> dikte vloerconstructie: – kanaalplaten		
		m
	– druklaag	 m
	– egaliserende vloerafwerking	 m
	– computervloer ($\leq 0,30$ m)	 m
<i>minus:</i> dikte plafond:	– zonder inbouwarmaturen	 m
	– toeslag inbouwarmaturen	 m
<i>minus:</i> ophangconstructie kanalen	0,05 m	-/- m
■ maximale kanaalhoogte:		 m

2.6. Diagram voor het bepalen van de totaal benodigde horizontale kanaaldoorsnede per bouwlaag.



Indien ventilatiekanalen elkaar kruisen, is slechts de helft van de bepaalde maximale kanaalhoogte beschikbaar voor elk van de kanalen afzonderlijk. Kabelkanalen kunnen de ventilatiekanalen kruisen in de bovenliggende ruimte, tussen de ophangpunten.

■ De totaal benodigde *horizontale kanaaldoorsnede* per bouwlaag hangt af van het gevraagde luchtvolume per uur en van de luchtsnelheid. Dit luchtvolume is het produkt van het bruto vloeroppervlak met de vertrekhoogte (tot aan het gesloten plafond) en met het ventilatievoud. Deel het gevonden volume door de luchtsnelheid om de totale kanaaldoorsnede te vinden. In het diagram van afbeelding 2.6 is dit grafisch weergegeven.

- Het benodigde aantal horizontale kanalen, dat voor de luchttoevoer gelijk is aan dat voor de luchtafvoer, wordt gevonden door de totale kanaaldoorsnede te delen door de maximale doorsnede van de afzonderlijke kanalen. De uitkomst moet naar boven worden afgerond tot een geheel getal:

$$\text{aantal kanalen} = \frac{\text{totale kanaaldoorsnede}}{\text{maximale doorsnede per kanaal}}$$

- De gewenste kanaaldoorsnede ten slotte wordt gevonden door de totale kanaaldoorsnede te delen door het aantal kanalen. De tabellen 2.7 en 2.8 geven de bijbehorende afmetingen. Geef hierbij de voorkeur aan ronde of nagenoeg vierkan- te kanaaldoorsneden.

■ De totaal benodigde *verticale kanaaldoorsnede* voor het gehele gebouw hangt af van het totaal gevraagde luchtvolume per uur en van de luchtsnelheid. Dit luchtvolume is het produkt van het eerder bepaalde volume per bouwlaag met het aantal bouwlagen. Deel het luchtvolume door de luchtsnelheid om de gevraagde kanaaldoorsnede te vinden. In het diagram van afbeelding 2.9 is dit grafisch weergegeven. Voor de bepaalde maximale doorsnede zijn de gewenste kanaalafmetingen te vinden. Kies daarbij een kanaalbreedte die minimaal gelijk is aan de breedte van de aansluitende horizontale kanalen en stem de afmetingen per bouwlaag af op de geleidelijk afnemende hoeveelheid door te voeren lucht.

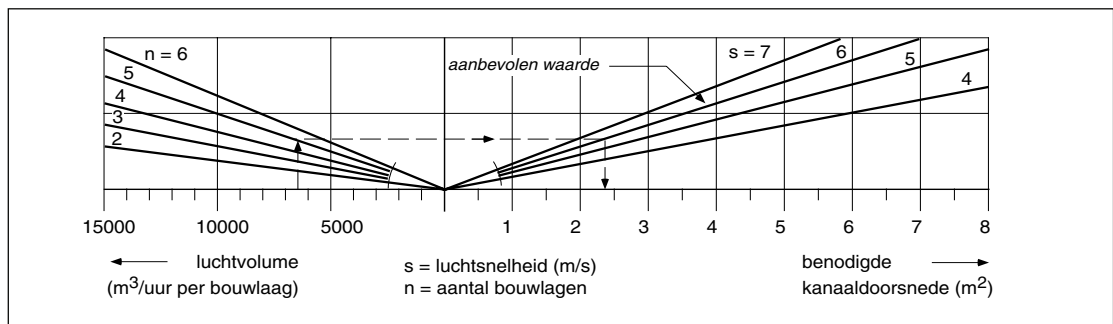
diameter (m)	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00
doorsnede (m ²)	0,02	0,03	0,05	0,07	0,13	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	2,54	3,14

2.7. Kanaaldoorsnede van ronde kanalen
binnen het voorkeursgebied.

	breedte (m)													
hoogte (m)	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00
0,15	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,09							
0,20	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,10	0,12	0,16						
0,25	0,04	0,05	0,06	0,08	0,10	0,13	0,15	0,20	0,25					
0,30	0,05	0,06	0,08	0,09	0,12	0,15	0,18	0,24	0,30	0,36				
0,40	0,06	0,08	0,10	0,12	0,16	0,20	0,24	0,32	0,40	0,48	0,56	0,64		
0,50	0,08	0,10	0,13	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,60	0,09	0,12	0,15	0,18	0,24	0,30	0,36	0,48	0,60	0,72	0,84	0,96	1,08	1,20
0,80		0,16	0,20	0,24	0,32	0,40	0,48	0,64	0,80	0,96	1,12	1,28	1,44	1,60
1,00			0,25	0,30	0,40	0,50	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00
1,20				0,36	0,48	0,60	0,72	0,96	1,20	1,44	1,68	1,92	2,16	2,40
1,40					0,56	0,70	0,84	1,12	1,40	1,68	1,96	2,24	2,52	2,80
1,60					0,64	0,80	0,96	1,28	1,60	1,92	2,24	2,56	2,88	3,20
1,80						0,90	1,08	1,44	1,80	2,16	2,52	2,88	3,24	3,60
2,00						1,00	1,20	1,60	2,00	2,40	2,80	3,20	3,60	4,00

2.8. Kanaaldoorsnede in m² van
rechthoekige kanalen binnen het
voorkeursgebied.

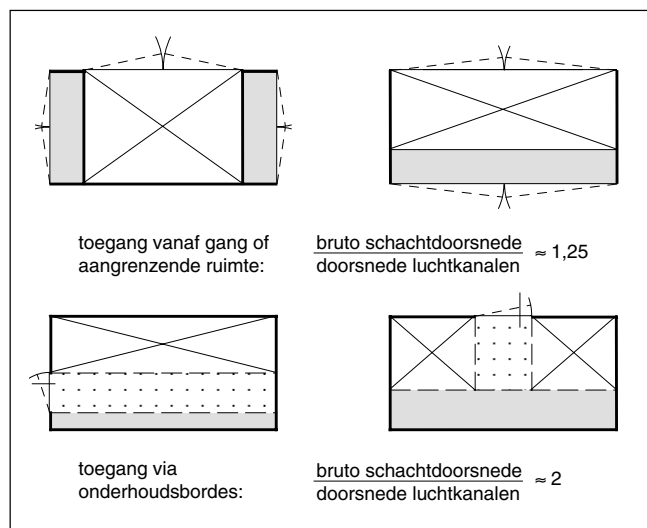
2.9. Diagram voor
het bepalen van de
totaal benodigde
verticale kanaal-
doorsnede.



Leidingschachten

Verticale ventilatiekanalen worden – samen met overige leidingen, bijvoorbeeld voor elektra en riolering – meestal ondergebracht in afgesloten leidingschachten. De afstand van de centrale voorziening, doorgaans ondergebracht in een dakopbouw, tot de verst gelegen in- en uitblaasopening dient beperkt te worden tot 50 m. Als deze afstand wordt overschreden, moet worden gezocht naar een andere plaats voor de schacht of moet het aantal schachten worden vermeerderd. Uiteraard moeten deze schachten toegankelijk zijn voor inspectie, uitbreiding of vervanging. Voor een aantal configuraties van ventilatiekanalen, overige leidingen en onderhoudsbordessen geeft afbeelding 2.10 de bruto schachtdoorsnede in verhouding tot de gezamenlijke doorsnede van de ventilatiekanalen (luchtaanvoer en luchtafzuiging samen).

2.10. Bruto doorsnede van een leidingschacht in relatie tot de gezamenlijke doorsnede van de ventilatiekanalen.



2.4 Liften en trappen

Liften verzorgen het normale verticaal transport van mensen en goederen in een gebouw. In geval van een calamiteit kunnen en mogen liften niet worden gebruikt; trappen bieden dan een veilige uitweg.

Het ruimtebeslag van de liftinstallatie in de plattegrond hangt hoofdzakelijk af van het aantal liften en in mindere mate van de liftcapaciteit. Een minimum aantal liften is nodig om de maximale wachttijd te beperken. De combinatie van liftcapaciteit en liftsnelheid moet een zodanige transportcapaciteit geven dat een piekbelasting op elk moment van de dag in korte tijd kan worden verwerkt.

In gebouwen met twee bouwlagen hoeft een lift niet noodzakelijk aanwezig te zijn. Kantoorgebouwen met een bruto vloeroppervlakte tot ongeveer 3000 m² waarin maximaal ongeveer 200 mensen werken, beschikken doorgaans over niet meer dan één lift. Voor grotere kantoorgebouwen geeft tabel 2.11 een indicatie voor de benodigde liftcapaciteit in relatie tot het aantal werkzame personen [13].

Voor het vaststellen van de afmetingen van de liftschacht voor kabelliften geven de tabellen 2.12 en 2.13 houvast. De schachtbreedte hangt samen met de gewenste breedte van de deuropening en met het openingssysteem van de deuren: ééNZijdig telescopisch of centraal openend. De capaciteit van de liftkooi is maatgevend voor de schachtdiepte. Hoewel er in de praktijk sprake is van enige standaardisatie in schachtafmetingen, kunnen per fabrikant afwijkingen optreden.

2.11. Indicatie van de benodigde liftcapaciteit, afhankelijk van het aantal werkzame of aanwezige personen.

bouwlagen	aantal liften	liftcapaciteit		maximum aantal personen, afhankelijk van soort werktijd:	
				vast ^(a)	variabel ^(b)
3 of 4	2	630 kg	(8 personen)	350	550
		750 kg	(10 personen)	450	700
		1000 kg	(13 personen)	575	900
5 of 6	3	630 kg	(8 personen)	350	550
		750 kg	(10 personen)	450	700
		1000 kg	(13 personen)	575	900

a. Eén bedrijf in het gebouw met vaste werktijden.

b. Meerdere huurders in het gebouw of één bedrijf met variabele werktijden.

2.12. Binnenwerkse schachtbreedte voor een kabellift, afhankelijk van het soort toegang.

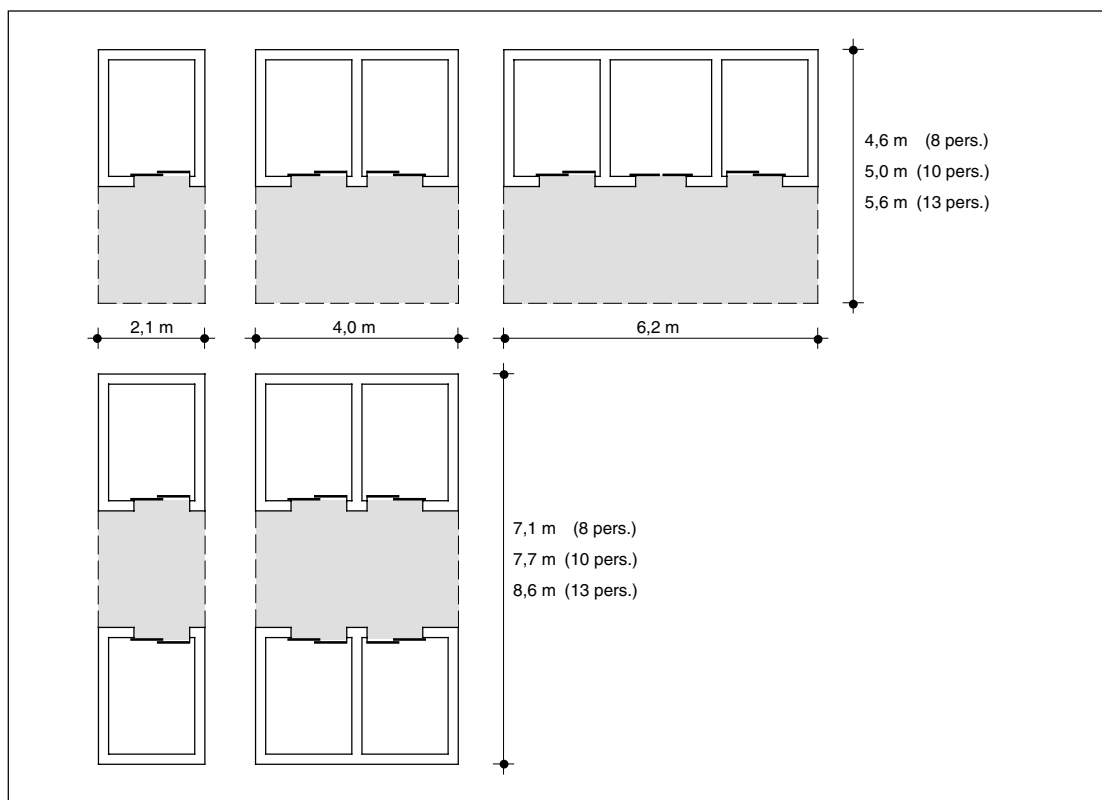
ontsluiting	deurbreedte 900 mm	deurbreedte 1100 mm
éénzijdig telescopisch	1,7 m	2,1 m
centraal openend	2,0 m	2,4 m

2.13. Binnenwerkse schachtdiepte voor een kabellift, afhankelijk van de liftcapaciteit.

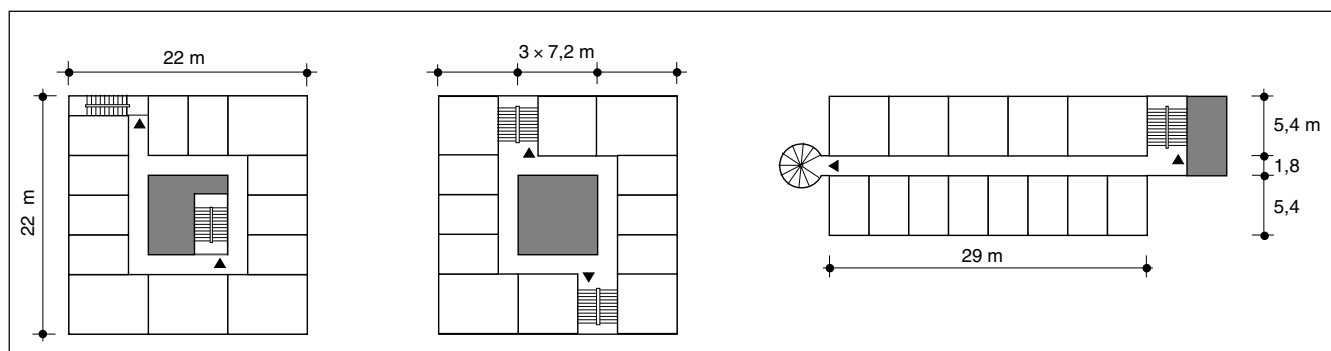
liftcapaciteit	630 kg (8 personen)	750 kg (10 personen)	1000 kg (13 personen)
schachtdiepte	2,1 m	2,3 m	2,6 m

Het bruto ruimtebeslag door liften bestaat uit de liftschachten, inclusief de wanden, samen met het verkeersgebied of wachtruimte vóór de liften. Voor een aantal configuraties geeft afbeelding 2.14 het bruto ruimtebeslag, uitgaande van 200 mm dikke schachtwanden en een verkeersruimte, waarvan de diepte gelijk is aan de binnenwerkse diepte van de schacht. Om veiligheidsredenen moet een verdiepinggebouw ten minste twee afzonderlijke brandveilige vluchtrappen bezitten, zodat elke bouwlaag twee onafhankelijke vluchtwegen bezit. De trappen dienen bij voorkeur zo ver mogelijk van elkaar te staan, hetzij binnen hetzij buiten het gebouw, rekening houdend met de maximale vluchtafstanden per verdieping. Deze maximale vluchtafstanden zijn vastgelegd in het Bouwbesluit [3]. Een vluchtrap langs de buitengevel kan een (geventileerd) inpandig trappenhuis zijn of een noodtrap in de buitenlucht.

2.14. Voorbeelden van het bruto ruimtebeslag door liften.



2.15. Plaatsing van trappen (als vluchtweg) in de plattegrond.



2.5 Gebouwplattegronden

Staalskeletbouw met geïntegreerde liggers en kanaalplaten biedt de ontwerper vele mogelijkheden. De enige beperking in het ontwerp betreft de relatie tussen het gekozen kolomraster en de bijbehorende vloerdikte (de dikte van de kanaalplaten). Binnen dit concept bestaan geen dwingende voorschriften met betrekking tot de keuze van bijvoorbeeld de verdiepinghoogte, de gebouwhoogte, het verticaal stabiliteitssysteem, sparingen voor verticaal transport, de kolomafmetingen en gevelsystemen.

De afbeeldingen 2.17 tot en met 2.28 illustreren de mogelijkheden van het ruimtelijk-functioneel ontwerp in relatie tot de opzet van de draagconstructie van een kantoorverdieping aan de hand van een functionele en een constructieve plattegrond.

De gebouwplattegronden zijn verdeeld in vijf categorieën, afhankelijk van de vloeroverspanning van de kanaalplaten en de bijbehorende plaatdikte (tabel 2.16). Doordat de dikte van de plaat de maximale overspanning bepaalt, komt de categorie van de plattegrond overeen met het type van de plaat (zie tabel 1.4).

Bij de beoordeling van de verschillende plattegronden is het nuttig te letten op de volgende ontwerpaspecten:

- *lijnstructuur*: liggers in de ene richting, platen in de andere richting;
- *vloerdragende gevelliggers*: in veel gevallen is het mogelijk en wenselijk de vloer in de gevel op te leggen;
- *gevelliggers als trekband*: voor het verzorgen van de stabiliteit functioneert elk vloerveld als horizontale schijf. Voor het opnemen van trekkrachten ter plaatse van de gevel is een doorgaande stalen trekband, in de vorm van onderling gekoppelde gevelliggers, noodzakelijk;
- *verspringend kolomraster*: het is niet noodzakelijk dat de kolomafstanden in het inwendige en in de gevel gelijk zijn. De kolommen behoeven slechts in één richting te lijnen.

In de afbeeldingen 2.17 tot en met 2.28 worden in de functionele plattegrond de ruimten voor verticaal transport, horizontaal verkeer en facilitaire voorzieningen elk met een verschillende arcering aangegeven. In de constructieve plattegrond zijn steeds de vier belangrijkste constructieve elementen aangegeven, namelijk: de geïntegreerde ligger, de randligger, de kolommen en de stabiliteitsvoorziening.

Tabel 2.16. Gebouwplattegronden op basis van maximale vloeroverspanning.

categorie plattegrond	overspanning kanaalplaat	bijbehorende minimale dikte
1	< 6,0 m	150 mm ^(a)
2	6,0 – 8,0 m	200 mm
3	8,0 – 10,4 m ^(b)	260 mm ^(b)
4	10,4 – 12,8 m	320 mm
5	12,8 – 16,0 m	400 mm

a. Economisch niet van belang.

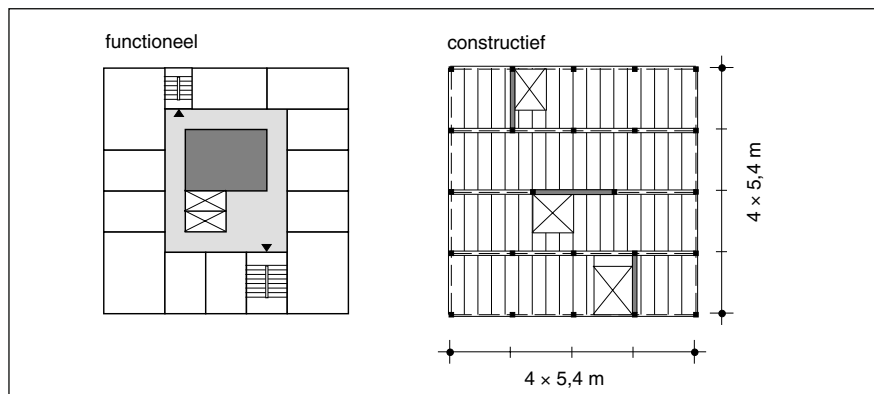
b. Verschillende varianten zijn mogelijk, waarbij de maximale overspanning varieert van 10,0-10,8 m.

Legenda bij
afbeelding
2.17 - 2.28

	verticaal transport (liften, trappen, leidingschachten, vides)		geïntegreerde vloerligger
	horizontale verkeersruimte (gangen, bordessen, wacht ruimte, receptie)		randligger
	facilitaire ruimte (toiletten, archief, werkkast, berging, pantry)		kolom
			stabiliteitswand of -verband

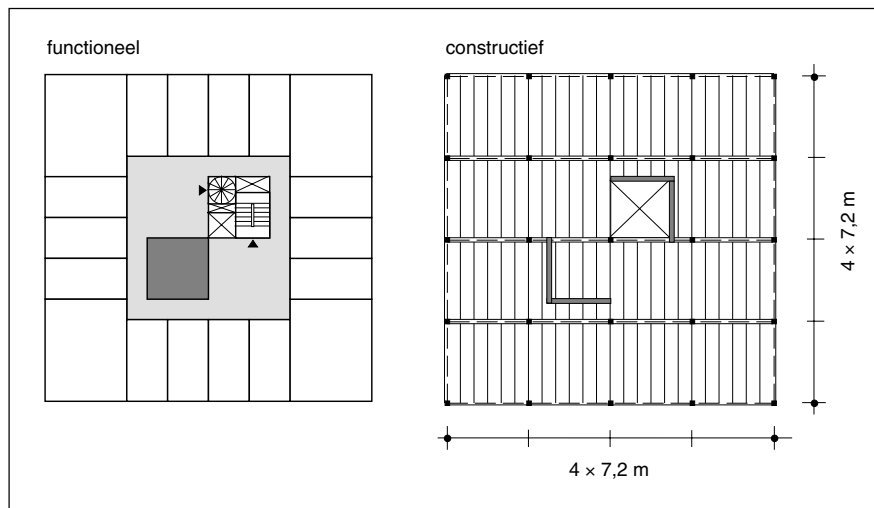
Categorie 1 – vloeroverspanning maximaal 6,0 m

2.17. Variant 1a:
vierkant (ontwerp
C.L.A. Maenen).

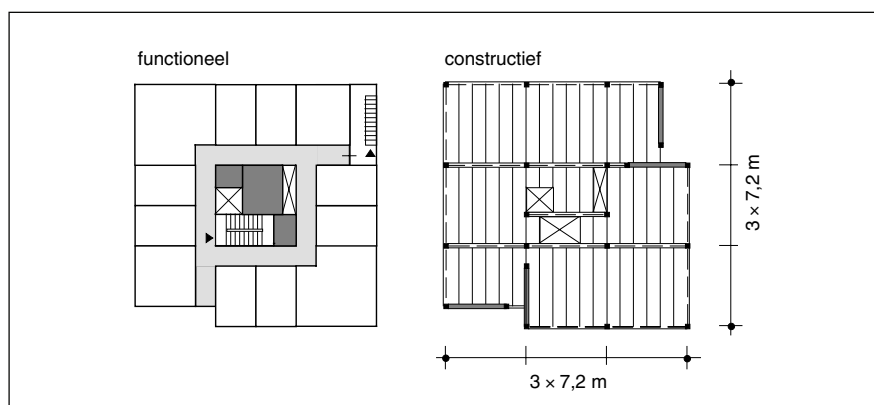


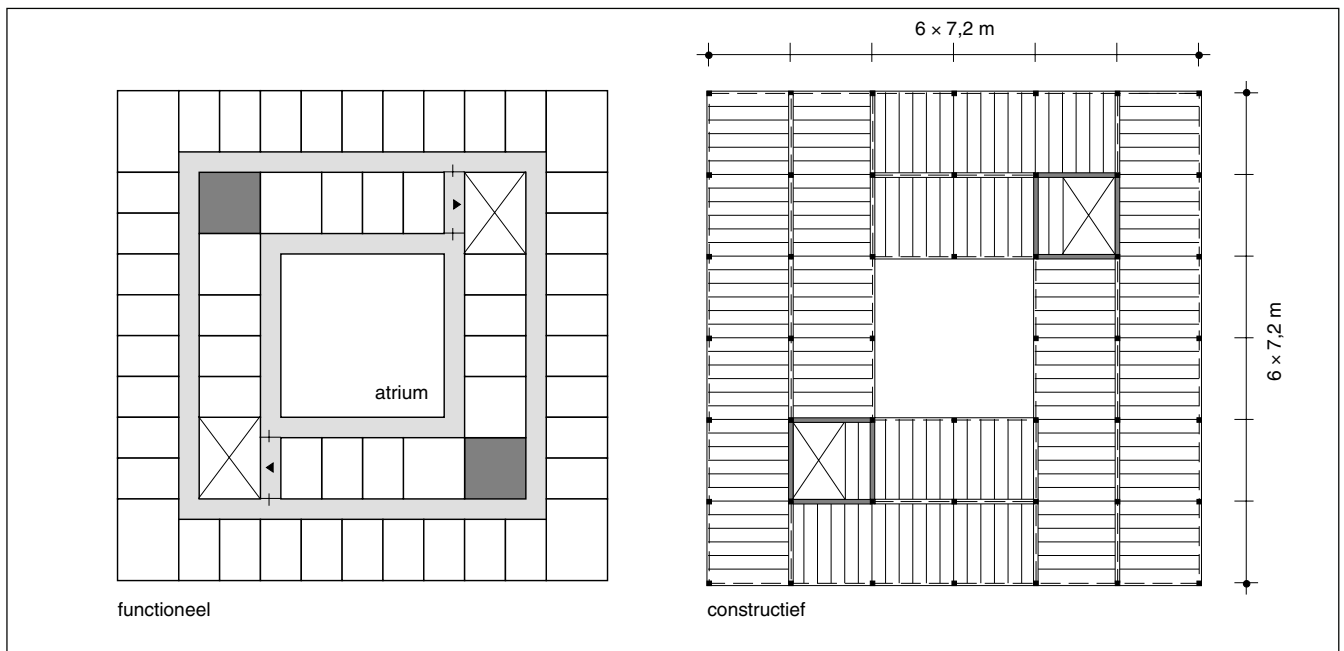
Categorie 2 – vloeroverspanning maximaal 8,0 m

2.18. Variant 2a:
vierkant.

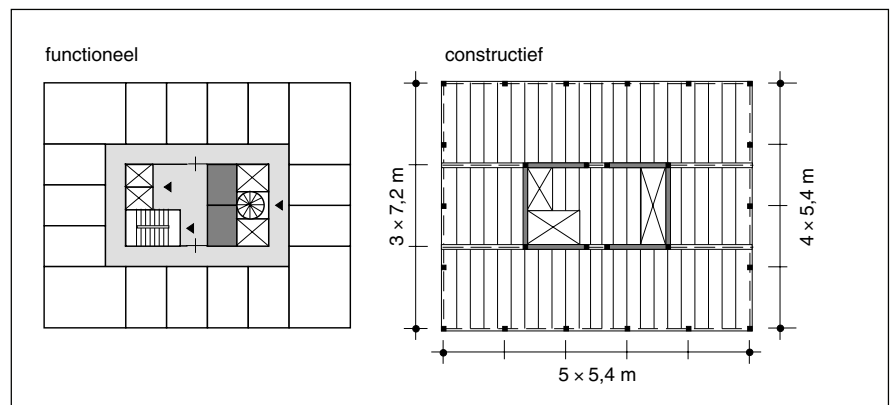


2.19. Variant 2b:
vierkant,
verspringend.



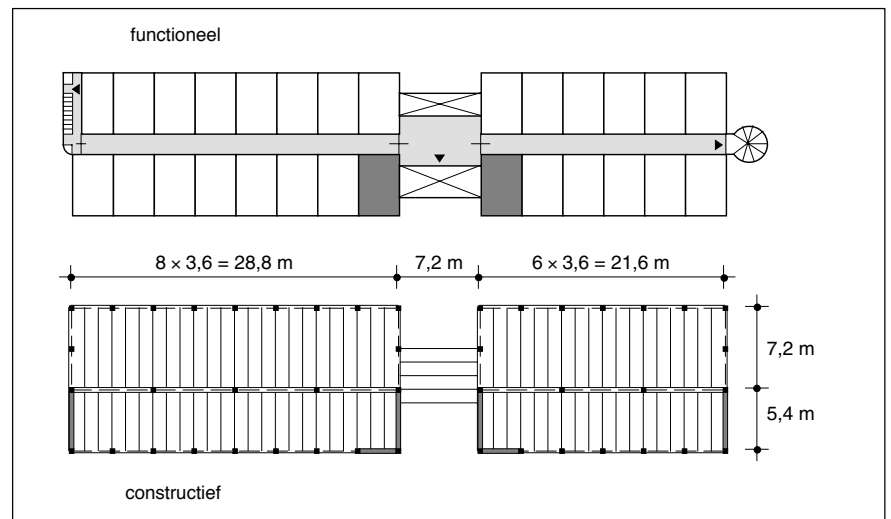


2.20. Variant 2c:
vierkant, met atrium.

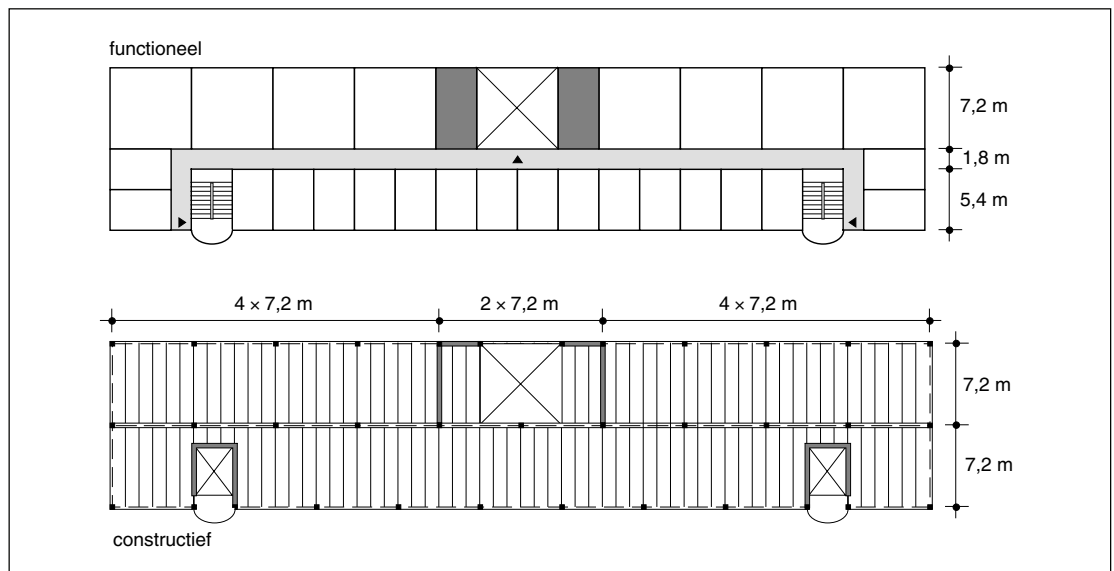


2.21. Variant 2d:
rechthoekig.

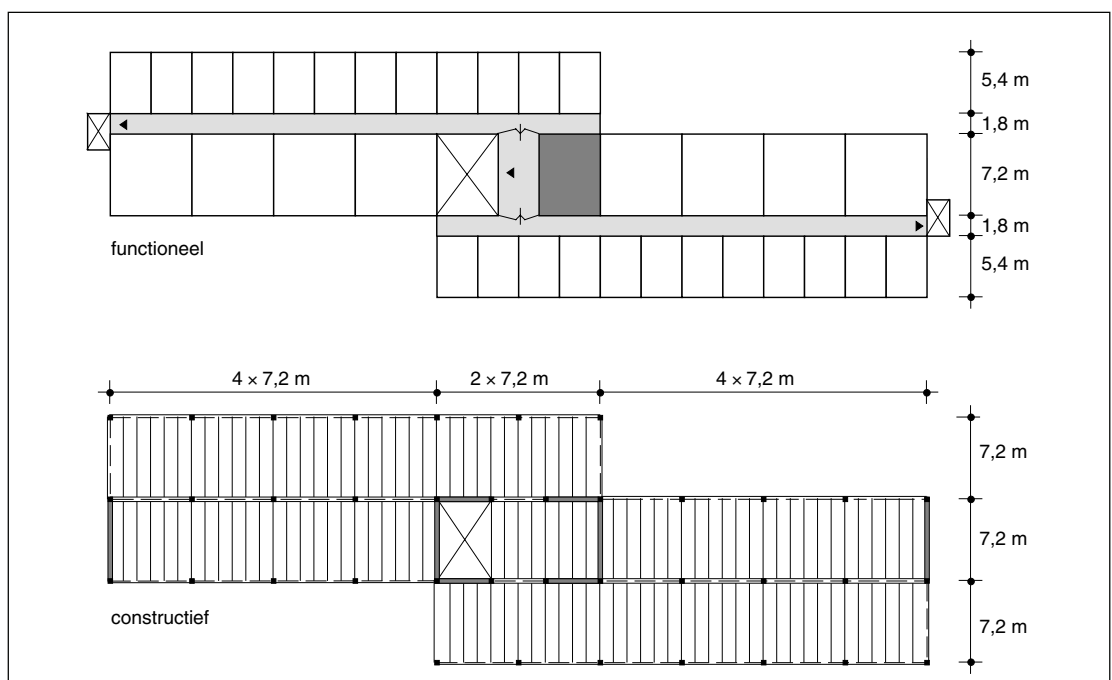
2.22. Variant 2e:
langwerpig, met
doorkijkentree
tussen twee
kantoorvleugels
(ontwerp
R.C.L.M. Jacobs).



2.23. Variant 2f:
langwerpig, met
kantoren aan de
kopgevels.

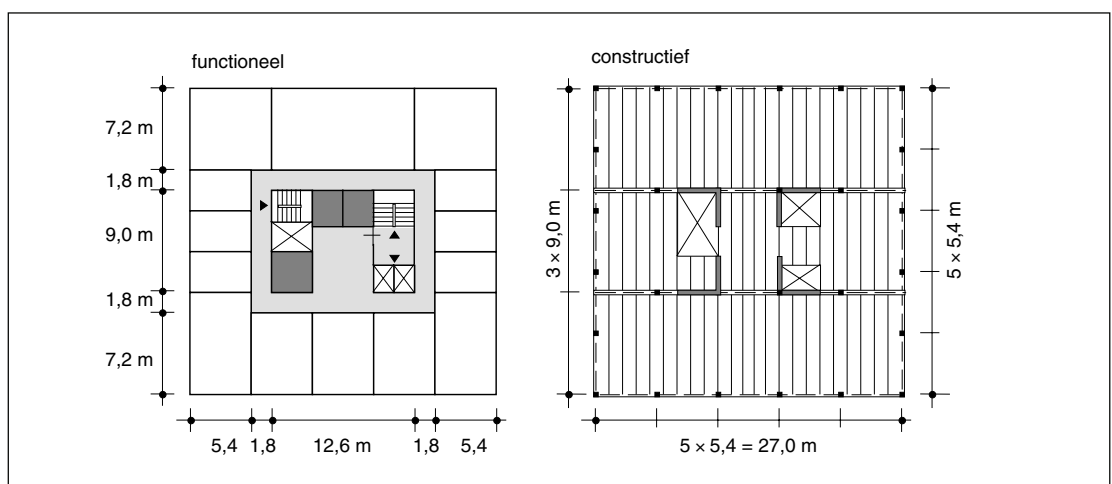


2.24. Variant 2g:
langwerpig,
verspringend.

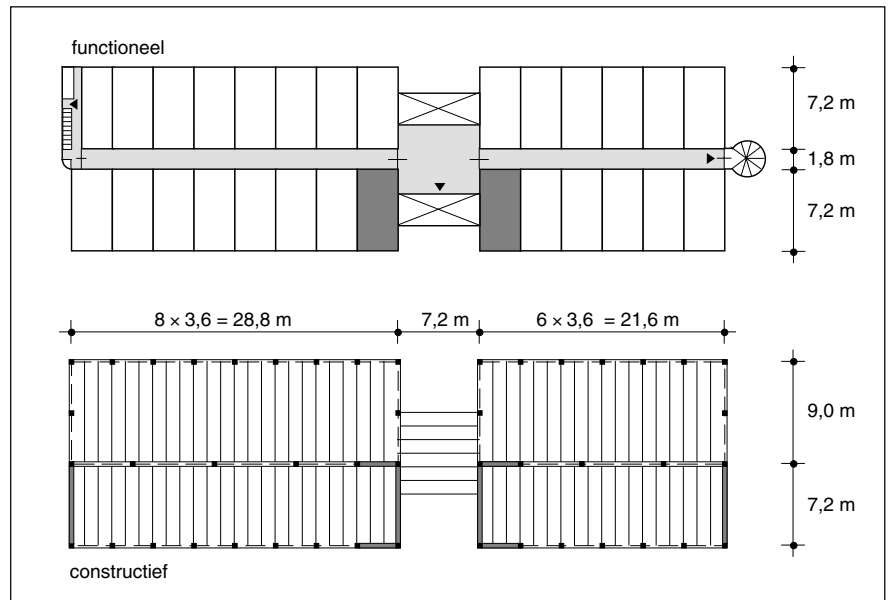


Categorie 3 – vloeroverspanning maximaal 10,4 m

2.25. Variant 3a:
vierkant.

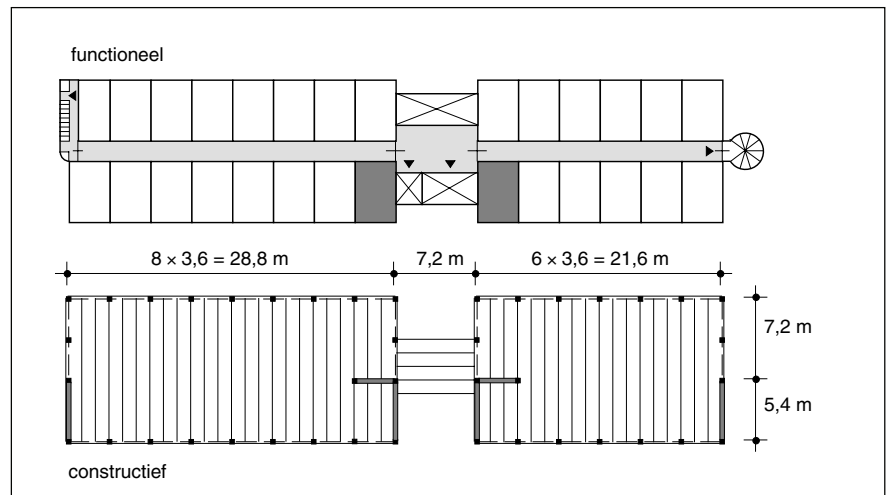


2.26. Variant 3b:
langwerpig, met
middenentree.

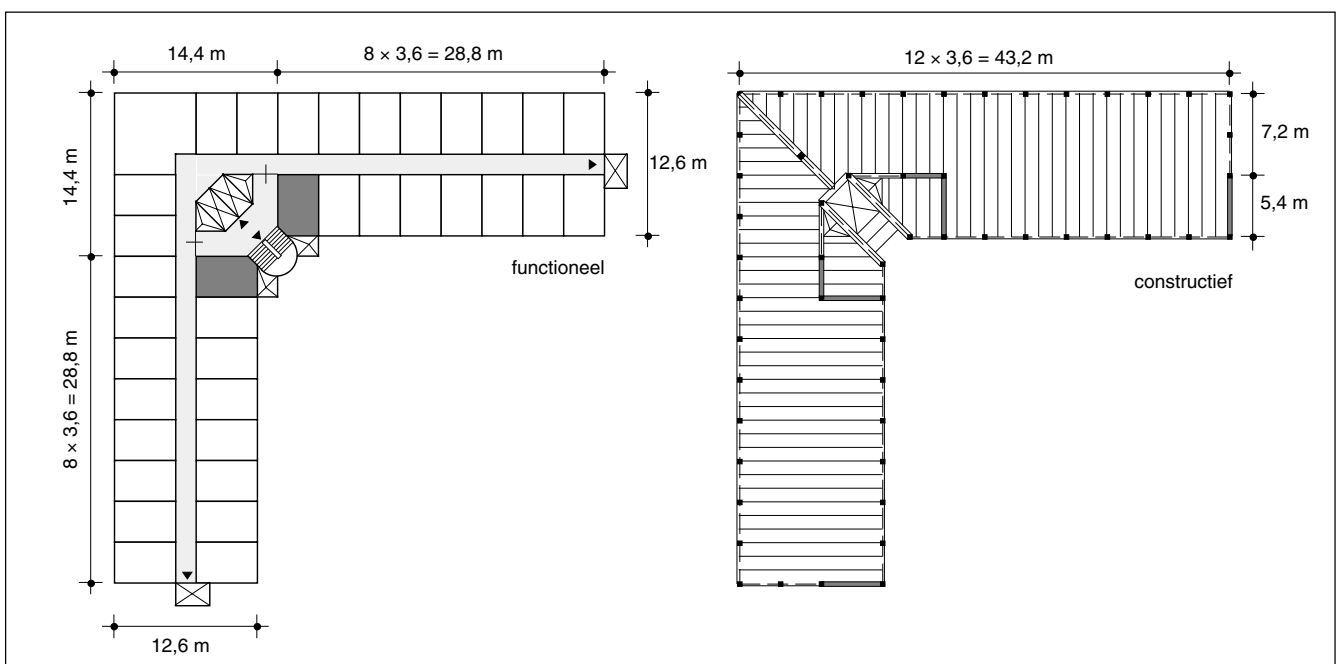


Categorie 4 – vloeroverspanning maximaal 12,8 m

2.27. Variant 4a:
langwerpig, met
doorkijkentree
(ontwerp
R.C.L.M. Jacobs).



2.28. Variant 4b:
L-vormig.



2.6 Constructief ontwerp

Het constructief ontwerp richt zich in eerste instantie op het verzorgen van de belastingafdracht, zowel voor verticale als voor horizontale belastingen. Daarnaast dient aandacht te worden besteed aan de noodzaak voor het aanbrengen van dilataties.

Belastingafdracht

Voor het afdragen van verticale vloerbelastingen kiest men veelal voor een vloerdragende gevelconstructie, zoals de voorbeelden in afbeeldingen 2.17 tot en met 2.28 laten zien. De draagconstructie bestaat dan uit een stalen raamwerk van kolommen en liggers, terwijl de gevel alleen een scheidende functie bezit. Een gebouw wint aan kwaliteit indien elke gewenste gevelafbouw is aan te brengen. Dit aspect is daarom het uitgangspunt bij het formuleren van de constructieve eisen die aan de gevelconstructie worden gesteld.

De vloerdragende gevelconstructie ontleent zijn stabiliteit aan schijfwerking van de vloeren. Dit betekent dat de staalconstructie tijdens de montage tijdelijk moet worden afgeschoord – bijvoorbeeld met schroefstempels – totdat de vloeren zijn aangebracht. De verbinding tussen de vloeren en de stalen liggers is van wezenlijk belang voor zowel het incasseringsvermogen als de totale stabiliteit van het gebouw. De vloeren brengen de horizontale krachten – als gevolg van winddruk, windzuiging en scheefstand van het gebouw – over naar de stabiliteitselementen. In feite werkt de vloer als horizontale schijf, waarbij een mechanisme van drukboog en trekband ontstaat (zie afb. 5.2). De voegen tussen de kanaalplaten moeten zo zijn ontworpen en uitgevoerd dat druk- en schuifkrachten kunnen worden opgenomen. De gevelliggers fungeren als horizontale trekband en moeten daarom onderling worden doorgekoppeld. De gevelliggers dienen tevens als intermediair voor de verankering van de gevel aan de vloer.

Dilataties

Een dilatatie in een gebouw voorkomt dat, als gevolg van opgelegde vervormingen, plaatselijk (grote) krachten ontstaan die aanleiding kunnen geven tot scheuren of andere bouwschade (glasbreuk, afbrekend metselwerk). Deze vervormingen treden bijvoorbeeld op door een verschil in zetting onder de fundering, uitzetting door een temperatuurstijging of door uitdrogingskrimp.

De vloerconstructie van geïntegreerde liggers en kanaalplaten bestaat uit geprefabriceerde elementen en bezit hoogstens een geringe uitdrogingskrimp van de betonnen platen; een dilatatie om krimpspanningen te voorkomen, is daarom overbodig.

De staalconstructie wordt gemonteerd onder weersomstandigheden die meestal sterk verschillen met het latere binnenklimaat in het gebouw. Bij de ingebruikname van het gebouw zullen éénmalig lengteveranderingen in de constructie optreden. Om te vermijden dat de kolommen op de begane grond daardoor te ver uit het lood komen staan en teveel op buiging worden belast, mag vanuit een vast punt in de plattegrond – dat is meestal een stabiliteitselement – maximaal 60 m worden gemonteerd zonder dilatatie.

Ten slotte is er nog de interactie tussen het staalskelet en de gevels. Gevels die worden gesteld op vloerdragende liggers, moeten in hoogterichting worden gedilateerd. De voegbreedte moet minimaal gelijk zijn aan de maximaal te verwachten doorbuigingsverschillen tussen twee, boven elkaar liggende gevelliggers. Lengteveranderingen in de gevel als gevolg van grote temperatuurschommelingen moeten zonder spanning worden opgevangen door dilataties in de gevel. De verbinding tussen de gevel en de hoofddraagconstructie bestaat dan bijvoorbeeld uit glijdende koppelingen.

Constructieve opgave

Het constructief ontwerp bevat een aantal horizontale en verticale componenten, die zowel afzonderlijk als tezamen voldoende sterk, stijf en stabiel moeten zijn.

- horizontaal: – geïntegreerde inpandige stalen vloerliggers;
 - gevelliggers;
 - vloerplaten, verbonden tot horizontale schijf.
- verticaal: – vrijstaande inpandige kolommen;
 - gevelkolommen;
 - stabiliteitselementen.

Deze componenten mogen niet los worden gezien van hun bouwkundige omgeving, waarbij duidelijk zijn te onderscheiden:

- gevelzone: gevelkolommen en gevelliggers;
- verhuurbare ruimte: vloerconstructie en vrijstaande kolommen;
- schachtwanden: verticale stabiliteitselementen.

Met deze bouwkundige omgeving wordt bij de constructieve uitwerking rekening gehouden. De ontwerpaspecten komen aan de orde in de hoofdstukken 3 tot en met 6. De dimensionering en de beoordeling van de constructie – gebaseerd op de nieuwe TGB-1990 – wordt uiteengezet in de hoofdstukken 7 tot en met 10. Ten behoeve van het ontwerp en een kostenraming zijn voor een aantal componenten ontwerp-programma's als aparte bijlage aan deze publikatie toegevoegd, namelijk het programma *IQ-Beams* voor vloerplaten en geïntegreerde liggers, het programma *Facade* voor gevelkolommen en het programma *Interior* voor vrijstaande inpandige kolommen. Deze programma's stellen de gebruiker in staat – met weinig constructieve kennis – de afmetingen en de materiaalhoeveelheden met een grote mate van ontwerp-vrijheid en nauwkeurigheid te bepalen.

Een wezenlijk bestanddeel van de constructieve opgave ten slotte is ook het aspect van de veiligheid tijdens brand. Hiertoe moeten alle componenten die deel uitmaken van de hoofddraagconstructie, voldoen aan een zekere brandwerendheid. Hierop gaat hoofdstuk 11 uitgebreid in.

3 Ontwerp van de draagconstructie in de gevelzone

Eén van de kenmerken van een skeletvormige draagconstructie is de scheiding van draagconstructie en afbouwconstructie. De gevel heeft geen dragende functie en scheidt binnen van buiten. De hoofddraagconstructie moet altijd zijn dragende functie kunnen vervullen, ook bij (tijdelijke) afwezigheid van andere bouwdelen. Dit betekent niet dat de scheiding tussen drager en afbouw altijd zichtbaar moet zijn. Voor bijvoorbeeld een efficiënt ruimtegebruik en een bouwfysische afscherming van de constructie kan ruimtelijke integratie van de draagconstructie met gevel-elementen uitermate zinvol zijn.

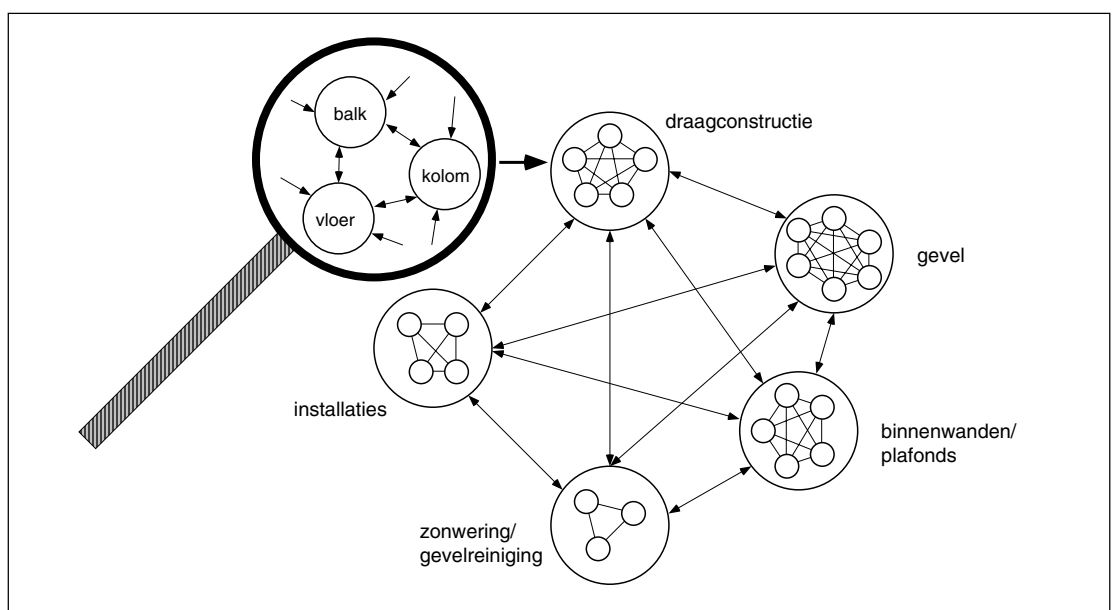
Dragende elementen in de gevelzone zijn stalen kolommen en randliggers, en in voorkomende gevallen ook stabiliteitselementen. De scheidende constructie bestaat uit een omhullende gevel, eventueel in combinatie met een afzonderlijk binnenblad tussen de kolommen, die moet voldoen aan gangbare prestatie-eisen.

3.1 Ruimtelijke integratie

In de gevelzone sluiten verschillende bouwdelen, die elk een specifieke functie vervullen, op elkaar aan. Dit zijn de draagconstructie, de gevel, de binnenwanden, het plafond, de klimaatinstallaties en andere voorzieningen. Tussen verschillende bouwdelen of groepen van bouwdelen bestaan onderlinge wisselwerkingen (afb. 3.1). Zo kan bijvoorbeeld op de plaats (ruimte) waar een kolom staat geen ventilatiekanaal lopen. Al deze relaties samen vormen een pakket van integratie-aspecten, dat het uiteindelijke ontwerp van de gevelzone bepaalt [14].

In de gevelzone komen de voordelen van een staalskelet met kanaalplaatvloeren duidelijk naar voren. In deze zone is de draagconstructie veelal een obstakel in de vorm van onder de vloer uitstekende liggers, kolomkoppen of consoles.

3.1. Tussen de verschillende bouwdelen of groepen van bouwdelen bestaan vele relaties.



De toepassing van geïntegreerde liggers met kanaalplaten geeft een vloer met een vlakke onderzijde. Door bovendien de gevelkolommen op te nemen in het binnenblad van de gevel is ook de binnenzijde geheel vlak. De plaatsing van de kolommen in de gevel is aan te passen aan de bouwkundig gewenste hoekoplossing en aan de noodzakelijke plaats van de verschillende voorzieningen.

Deze ontwerpflexibiliteit maakt nieuwe oplossingen mogelijk, waarbij de onderlinge wisselwerking tussen gevel, draagconstructie, installatie en binnenwanden op heldere wijze wordt vormgegeven.

3.2 Keuze van de draagconstructie

Niet alle bouwdelen beïnvloeden de keuze van de draagconstructie in de gevelzone op gelijke wijze. Zo blijven bijvoorbeeld de binnenwanden, de plafonds, de zonwering en de gevelreiniging buiten beschouwing omdat deze het keuzeprobleem niet domineren. Van belang zijn met name de installaties en de gevel.

De draagconstructie in de gevelzone kan het beste worden gekozen, nadat de opbouw van de gevel en de gewenste installatie in de gevelzone als volgt zijn vastgesteld.

- Kies op grond van esthetica en gewenste prestaties een gevelopbouw (3.3). Bij prestaties kan men denken aan: isolerend vermogen, akoestisch gedrag, gevoeligheid voor vocht, duurzaamheid, bouwsnelheid, prijs en aanpasbaarheid.
- Bepaal vervolgens de positie van het leidingwerk en de eindapparaten. Een alternatief voor luchtkanalen is het toepassen van een klimaatgevel; een dergelijke gevel maakt een volledig individuele klimaatbeheersing per vertrek mogelijk. Bovendien is in dat geval slechts één ringleiding nodig voor de warmtebehoefte.
- Geef een voorkeur aan voor het doorsnede-profiel van de gevelligger (3.4) en de positie van de kolommen ten opzichte van de gevel
- Bepaal het type kolom en de afstand hart op hart van de kolommen (3.5). De afstand tussen de kolommen is vrij te bepalen. Indien de kolommen in het binnenspouwblad zijn geïntegreerd, verdient een afstand hart op hart van 3,6 m de voorkeur.

Dit hoofdstuk beschrijft een aantal praktische mogelijkheden voor de draagconstructie in de gevelzone, zonder andere oplossingen uit te willen sluiten. Bijvoorbeeld een constructie waarbij de gevel tussen de vloeren staat en de vloer doorloopt naar buiten, is niet uitgewerkt. Dit geldt eveneens voor een constructie waarbij de kolommen buiten het gebouw staan.

3.3 Keuze van de gevel

Bij een skeletvormige draagconstructie draagt de gevel niet bij aan de sterkte en stijfheid van de constructie. De gevel kan dus optimaal worden ontworpen om de buitencondities van de binnencondities te scheiden. Hierbij gelden uiteraard ook esthetische randvoorwaarden. Het rapport 'Vliesgevels voor kantoorgebouwen. Prestaties en prestatie-eisen' geeft aan hoe men een gevel kan ontwerpen op basis van prestatie-eisen [15]. Hierin worden onder meer als belangrijke aspecten genoemd:

de dichtheid van de gevelhuid, het akoestisch, het thermisch en het hygrisch comfort en de brandveiligheid. De gevel levert een bijdrage aan het hygro-thermisch comfort van de binnenruimte. Men moet zich echter realiseren dat het warmte-accumulerend vermogen – uitgedrukt in de specifieke massa – een eigenschap van het vertrek is. Het is van belang te weten dat de gevel deze specifieke massa slechts *mede* beïnvloedt.

Specifieke massa

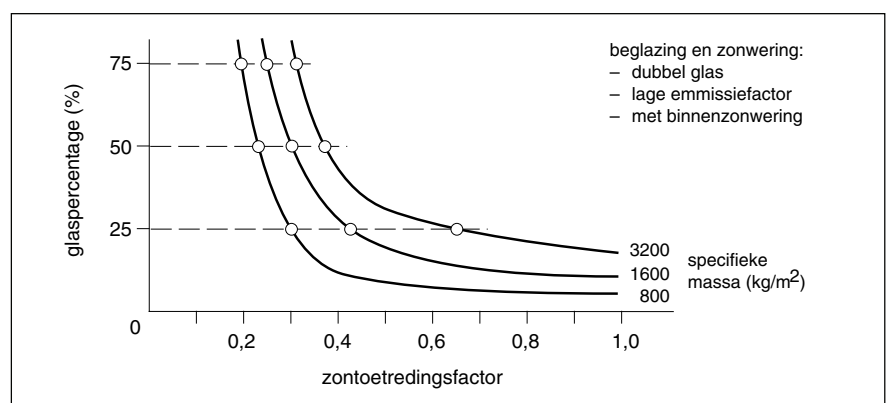
Bijzondere aandacht verdient het aspect warmte-accumulatie van de bouwmasa. Met name in de zomer geeft dit overdag een verlaging van de temperatuurpiek in het gebouw. Het warmte-accumulerend vermogen kan (gedeeltelijk) aan de gevel worden ontleend, maar beter is het om hiervoor de vloerconstructie te gebruiken. Dit is ook een van de conclusies van het rapport 'Gezondheidsklachten in kantoorgebouwen. Werken aan gezonde gebouwen' [1]. Daarin staat de aanbeveling gebruik te maken van de massa van de draagconstructie door toepassing van gedeeltelijk open of geperforeerde plafonds. De temperatuurcyclus over een etmaal heeft namelijk alleen effect op de buitenste 'schil' van de bouwmasa over een dikte van enkele centimeters. Vergroting van het oppervlak is dus zinvol om de warmte-accumulatie te vergroten; een verzwarend van de constructie is dat niet.

De publikatie 'Keuzeproblemen in de ontwerpfase van een kantoorgebouw' [16] besteedde al in 1976 aandacht aan de invloed van de bouwmasa van de borstwering op de binnentemperatuur in de zomer. Dit rapport concludeert dat de maximale binnenluchttemperatuur iets wordt verlaagd bij toepassing van een betonnen borstwering met isolatie buiten, in plaats van een lichte borstwering. Deze verlaging krijgt pas enige betekenis in een 'licht' vertrek, met een klein glasoppervlak en een goede zonwering.

Het rapport 'Zoninstraling en binnenklimaat. De invloed van zoninstraling op het binnenklimaat in gebouwen zonder zomerconditionering' [17] beschrijft op welke wijze het accumulerend vermogen van een vertrek – aangeduid als de specifieke massa – kan worden bepaald. Afbeelding 3.2 toont welke relatie tussen de specifieke massa, het glaspercentage en de zontoetredingsfactor (afhankelijk van het soort zonwering) noodzakelijk is voor een geveloriëntatie op het westen om de binnentemperatuur te beperken tot maximaal 28 °C. Te zien is dat het rendement van de specifieke massa niet evenredig is met de grootte ervan.

Uit afbeelding 3.2 blijkt ook dat het effect van de specifieke massa gering is ten opzichte van het effect van zonwering; voor het Nederlandse klimaat is zwaar bouwen dan ook niet doelmatig.

3.2. Relatie tussen de maximale zontoetredingsfactor bij een oriëntatie op het westen en het glaspercentage voor verschillende specifieke massa's om een maximale binnentemperatuur van 28 °C te bereiken [17].



3.3. Invloed van de aankleding van een vertrek en de bouwmasa van de wanden op de specifieke massa.

gangwand	licht	20 kg/m ²			□	□	□	□	□
	zwaar	260 kg/m ²	■	■					
scheidingswanden	licht	20 kg/m ²			□	□	□	□	□
	zwaar	260 kg/m ²	■	■					
gevel	licht	20 kg/m ²		□	□		□		□
	zwaar	480 kg/m ²	■			■		■	
betonvloer		500 kg/m ²	■	■	■	■	■	■	■
tapijt	wel	–				○	○	○	○
	niet	–	●	●	●				
plafond	gesloten	–					○	○	
	open/geen	–	●	●	●	●	●		
specifieke massa in kg/m ² gevel			1618	1531	1051	887	800	636	549

De toegepaste bouwmaterialen en de aankleding van het vertrek beïnvloeden de specifieke massa, die varieert van ongeveer 550–1700 kg/m² gevel voor een standaard kantoorvertrek met inwendige maten van 3,6×5,4×2,7 m (b×d×h) en een glaspercentage in de gevel van 35% (tabel 3.3). Wanneer men – zonder koeling – een gebouw wil maken met een acceptabel binnenklimaat, dan zijn steenachtige scheidingswanden het meest effectief terwijl een vloerbedekking juist moet worden vermeden. In de hedendaagse utiliteitsbouw, waarin vrijwel geen steenachtige scheidingswanden meer worden gebruikt, ligt de specifieke massa ongeveer tussen 550 en 900 kg/m² gevel. Het effect van de massa van de gevel op de specifieke massa is derhalve gering. Bij toepassing van een lichte gevel met een thermisch open plafond is het binnenklimaat onder zomercondities beter dan dat bij toepassing van een zware gevel en een gesloten plafond (vergelijk kolom 5 en 6 in tabel 3.3).

Geveltypen

In deze publikatie worden twee geveltypen onderscheiden, namelijk gevels met en gevels zonder spouw. Bij gevels met spouw is er een binnen- en een buitenblad aanwezig, waardoor een ruimtelijke integratie met de gevelkolommen mogelijk is. Het binnenblad wordt altijd per bouwlaag aan de constructie bevestigd, zowel in verticale als in horizontale zin. Het buitenblad hangt aan het binnenblad, de vloer- rand of aan de kolommen of staat op de fundering.

De windbelasting wordt altijd door het binnenblad overgedragen op de draagconstructie van het gebouw. Bij gevels zonder spouw is sprake van een sandwich-constructie als buitenblad. Een afzonderlijk binnenblad is dan doorgaans overbodig. Van zes geveltypen a-f wordt het principedetail gegeven in bijlage A. De geveltypen verschillen in de opbouw van de gevel en in de plaatsing van de gevelkolommen. Deze kolommen kunnen vrij voor de gevel staan, tegen of gedeeltelijk opgenomen in het binnenblad of geheel geïntegreerd in het binnenblad.

geveltype	spouw	binnenblad	buitenblad
a.	ja	licht	licht
b.	ja	licht	zwaar
c.	ja	zwaar	licht
d.	ja	zwaar	zwaar
e.	nee	–	licht
f.	nee	–	zwaar

3.4 Gevelliggers

Een gevelligger vervult, afhankelijk van de constructieve opzet, verschillende functies:

- drager van en aanslag voor de gevelelementen;
- oplegvlak voor de vloerplaten;
- trekband in de vloer als horizontale schijf;
- intermediair voor de koppeling van de gevel aan de vloer.

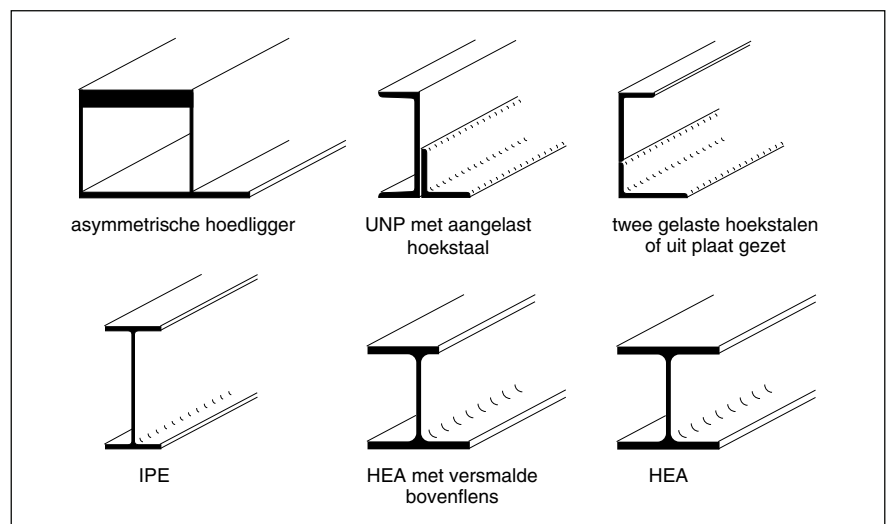
De eerste functie vervalt bij toepassing van horizontale gevelpanelen, die rechtstreeks op de kolommen worden gemonteerd. De tweede functie is niet aanwezig wanneer de gevelliggers evenwijdig aan de vloerplaten lopen. De derde functie – trekband in de vloer – is essentieel en vereist dat de liggers horizontaal worden doorgekoppeld om trekkrachten te kunnen overbrengen. De laatste functie hangt samen met de noodzaak horizontale krachten in de gevelzone via de gevelliggers naar de vloer af te dragen. Dit kunnen voorspelbare krachten zijn – als gevolg van windzuiging op de gevel, torsie van de ligger en scheefstand van de kolommen – maar ook onberekenbare krachten door bijvoorbeeld overbelasting tijdens een verbouwing of door een calamiteit. In ieder geval moet er voor worden gezorgd dat de verbinding tussen gevel en vloer sterker is dan de gevelconstructie zelf.

Keuze liggertype

De keuze van de vloerdragende gevelligger is van belang voor de ruimtelijke integratie van draagconstructie en gevel, bijvoorbeeld om een eenvoudige doorvoer van leidingen mogelijk te maken of de constructiehoogte ter plaatse te beperken. Er zijn verschillende liggertypen mogelijk (afb. 3.4). Een geïntegreerde ligger heeft ten opzichte van een ligger onder de vloer het voordeel dat de constructiehoogte geringer is en dat de kosten voor de brandwerende voorzieningen lager zijn.

Gevelliggers uitgevoerd als geïntegreerde ligger bezitten een brandwerendheid van tenminste 30 minuten. Een hogere brandwerendheid is eenvoudig mogelijk door op de onderflens bijvoorbeeld een plaat steenwol van 15 mm aan te brengen. De keuze van de gevelligger hangt af van de overspanning van de kanaalplaat, de afstand hart op hart van de gevelkolommen, de verlangde brandwerendheid en beschikbare hoogte.

3.4. Typen gevelliggers, in combinatie met kanaalplaten.



Voor verschillende vloeroverspanningen en kolomafstanden in de gevel geeft tabel 3.5 een aantal mogelijke oplossingen voor de gevelligger. De vermelde staalprofielen zijn ontworpen op een nuttige vloerbelasting van 4 kN/m^2 en een gevelbelasting van 9 kN/m^2 . De doorbuiging van de gekozen gevelligger als gevolg van de veranderlijke vloerbelasting bedraagt ten hoogste 3‰ van de kolomafstand ($0,003\ell$). Wanneer een strengere doorbuigingseis wordt gehanteerd – bijvoorbeeld ten hoogste $0,002\ell$ voor een gemetselde gevel – is een aanvullende controle op doorbuiging noodzakelijk. Een gevelligger die tussen twee kolommen wordt gemoniteerd, krijgt vooraf een toeg ter compensatie van de doorbuiging als gevolg van het eigen gewicht van de bouwmasa.

3.5 Gevelkolommen

Gevelkolommen maken deel uit van de gevelzone, zodat bij de keuze van de kolommen rekening moet worden gehouden met de beoogde vlakverdeling in de gevel, de aansluiting van open en dichte geveldelen, de gevelisolatie, de wensen ten aanzien van brandwerende bescherming, de aansluiting van binnenwanden en met de kruising van kabelgoten en horizontale leidingen voor bijvoorbeeld centrale verwarming en ventilatie. Deze aspecten komen ter sprake in 3.6.

Via de gevelliggers rusten de vloeren op de gevelkolommen, waarbij een excentrische aansluiting van de ligger kan zorgen voor grote buigende momenten in de kolom. Het gewicht van het gevelgedeelte dat aan het staalskelet hangt, wordt rechtstreeks of indirect via de gevelliggers overgedragen op de kolommen.

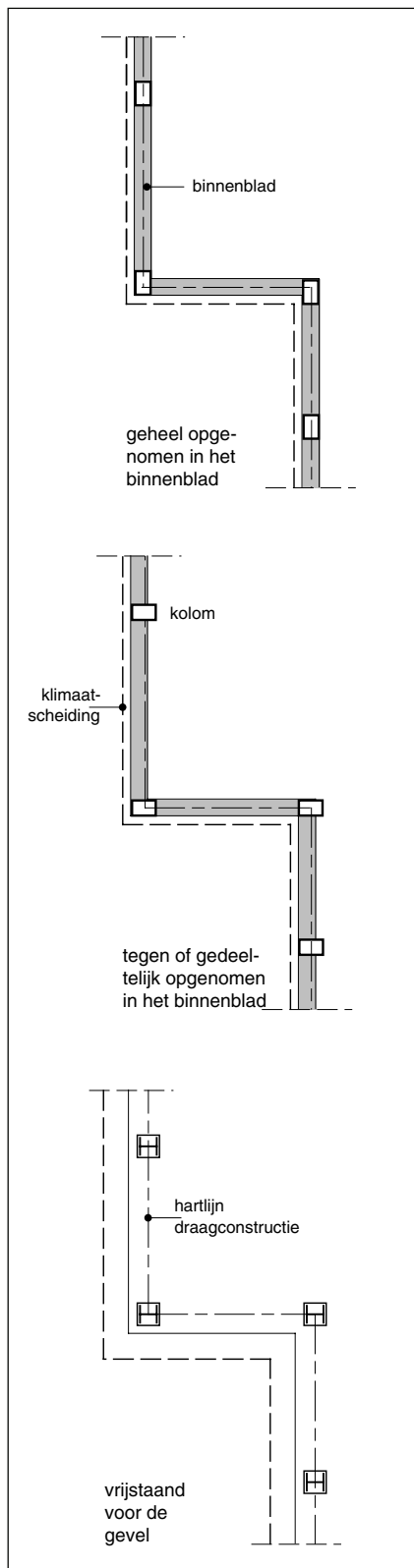
In het ontwerpstadium is het verstandig rekening te houden met een zware gevel, met het oog op de aanpasbaarheid van het gebouw in de toekomst. Dit geldt eveneens voor de in rekening te brengen winddruk op de gevel: reken op een dwarsbelasting op de kolommen, ongeacht of de windbelasting naar de vloeren of naar de kolommen wordt overgebracht. De dimensionering van de gevelkolommen komt in hoofdstuk 8 ter sprake, de bescherming tegen brand in hoofdstuk 11.

Gevelkolommen ziet men vaak als een noodzakelijk kwaad: ze staan het leidingwerk in de gevelzone in de weg en vormen een hinderpaal bij het plaatsen van scheidingswanden of doorgaande raamstroken. Het toepassen van slanke stalen kolommen biedt hiervoor een oplossing. Enerzijds is het mogelijk de kolommen geheel of gedeeltelijk op te nemen in het binnenspouwblad, anderzijds kunnen de kolommen geheel vrij van de gevel staan, op grote onderlinge afstanden.

Afbeelding 3.6 toont schematisch de mogelijke posities van de kolommen ten opzichte van de gevel. Gevelkolommen die geheel vrij van de gevel staan, zijn feitelijk vrijstaande inpandige kolommen (zie 4.2).

3.5. Keuze van het type gevelliger, afhankelijk van de vloeroverspanning en de kolomafstand in de gevel; □ = FeE 235, ▲ = FeE 355.

liggertype	vloeroverspanning 7,2 m vloerdikte 200 mm $\ell = 3,6 \text{ m}$ $\ell = 7,2 \text{ m}$	vloeroverspanning 9,0 m vloerdikte 260 mm $\ell = 3,6 \text{ m}$ $\ell = 7,2 \text{ m}$	vloeroverspanning 12,6 m vloerdikte 320 mm $\ell = 3,6 \text{ m}$ $\ell = 5,4 \text{ m}$ $\ell = 7,2 \text{ m}$
IPE	□ IPE 240 □ IPE 330 □ IPE 450 ▲ IPE 200 ▲ IPE 270 ▲ IPE 360	□ IPE 270 □ IPE 360 □ IPE 500 ▲ IPE 240 ▲ IPE 330 ▲ IPE 400	□ IPE 330 □ IPE 450 □ IPE 550 ▲ IPE 270 ▲ IPE 360 ▲ IPE 450
HEA	■ HE 180A □ HE 240A □ HE 300A ▲ HE 160A ▲ HE 220A ▲ HE 280A	□ HE 200A □ HE 280A □ HE 340A ▲ HE 180A ▲ HE 240A ▲ HE 300A	□ HE 240A □ HE 320A □ HE 400A ▲ HE 200A ▲ HE 280A ▲ HE 340A
HEA	n.v.t. □ HE 260A n.v.t.	n.v.t. □ HE 320A ▲ HE 320A	n.v.t. n.v.t. □ HE 400A
hoedligger (THQ)	n.v.t. ▲ THQ ▲ THQ ▲ THQ 200x5- 200x5- 200x5- 190x12- 190x12- 190x25- 315x10 315x10 315x20	n.v.t. ▲ THQ ▲ THQ ▲ THQ 265x6- 265x6- 265x6- 190x12- 190x12- 190x25- 315x10 315x10 315x20	n.v.t. ▲ THQ ▲ THQ ▲ THQ 320x8- 320x8- 320x8- 190x15- 190x15- 190x30- 315x10 315x10 315x20
HEA-profiel (gered.)	n.v.t. □ HE 260A n.v.t. ▲ HE 240A	n.v.t. □ HE 300A ▲ HE 320A ▲ HE 260A	□ HE 260A □ HE 340A ▲ HE 400A ▲ HE 300A
UNP + hoekstaal	□ UNP 240 + L100x100x8	□ UNP 280 + ▲ UNP 320 + L120x120x10 L120x120x10 ▲ UNP 240 + L120x120x10	□ UNP 320 + ▲ UNP 400 + L150x150x12 L150x150x12 ▲ UNP 280 + L150x150x12
twee hoekstalen	□ 2 stuks: L160x80x10	□ 2 stuks: L200x100x10	□ 2 stuks: L200x100x12
	n.v.t. n.v.t. n.v.t.	n.v.t. n.v.t. n.v.t.	n.v.t. n.v.t. n.v.t.



3.6. Mogelijke posities van de gevelkolommen ten opzichte van de gevel.

Keuze kolomtype

Wanneer de positie van de kolom ten opzichte van de gevel bekend is, moet de gewenste afstand hart op hart en het gewenste profiel worden bepaald. De vereiste brandwerendheid en de methode van afbouw spelen daarbij een belangrijke rol.

Om een brandwerendheid van 30 minuten of meer te bereiken, moeten de stalen kolommen worden beschermd: uitwendig met een bekleding of inwendig met beton. Tot een brandwerendheid van 60 minuten bestaat de mogelijkheid om vrijstaande kokervormige kolommen te vullen met ongewapend beton; het aanbrengen van een wapening verhoogt de brandwerendheid tot 90 minuten of meer. Integratie van een gevelkolom in het binnenspouwblad (geheel of gedeeltelijk) levert dubbel voordeel op: het aan brand blootgestelde, te beschermen oppervlak neemt af en de bekledingsdikte kan worden beperkt. De keuze voor dunne kolommen ligt dan voor de hand.

Afbeelding 3.7 toont acht verschillende kolomtypen, die ontstaan door variatie van het profieltype, de oriëntatie van de profielas en de uitvoering. Bij de keuze van de gevelkolommen spelen nog meer overwegingen mee:

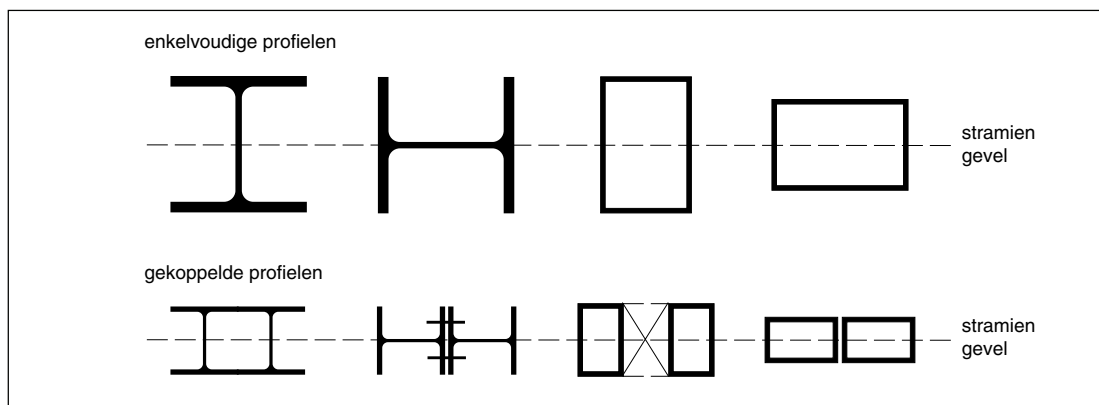
■ **Profieltype.** De belasting op de kolommen is in principe voor elke bouwlaag anders, waardoor het zinvol kan zijn de kolommen hierop aan te passen. Dit kan door de kolomdoorsnede te variëren en/of de staalsoort. HEA- en HEB-profielen met hetzelfde nummer hebben dusdanige afmetingen dat de afstanden tussen de flenzen gelijk zijn, terwijl ook de breedte gelijk blijft. Verandert het staalprofiel niet per bouwlaag, dan kan men de staalsoort variëren. In kokerprofielen is een variatie over de gebouwhoogte mogelijk door, bij gelijkblijvende buitenwerkse afmetingen, de wanddikte aan te passen, eventueel in combinatie met een andere staalsoort.

■ **Oriëntatie.** Naarmate de gevelkolom meer op buiging wordt belast (windbelasting en/of excentrische aansluiting van de ligger aan de kolom), ligt het voor de hand de hoofdas (sterke of y-as) van de gevelkolom evenwijdig aan de gevel te kiezen. Bij een centrische aansluiting van de gevelligger kan een draaiing van de kolom gewenst zijn (zwakke of z-as evenwijdig aan de gevel), met name bij walsprofielen, om een eenvoudige verbinding te maken.

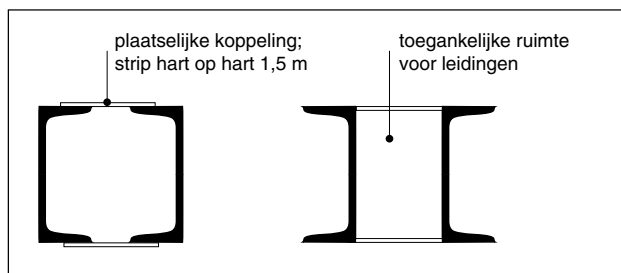
■ **Uitvoering.** Hoewel een enkelvoudige gevelkolom de minste fabricagekosten geeft, kan een dubbele uitvoering om andere redenen de voorkeur genieten: de knikstabiliteit om de zwakke as neemt toe; de ruimte tussen de twee profielen kan worden benut voor de doorvoer van kabels en leidingen; de uitwendige breedte van de kolom kan worden afgestemd op de bouwkundige wensen en kan over de volle gebouwhoogte constant blijven; en ten slotte ontstaat een relatief dunne kolom, die geheel in de gevel kan worden geïntegreerd. De beide profielen behoeven slechts plaatselijk te worden gekoppeld.

Als variant op de reeds gegeven basistypen met dubbel profiel verdient ook een kolom, samengesteld uit twee gekoppelde UNP-profielen, te worden genoemd (afb. 3.8). Kokerprofielen zijn in een grote variëteit in de handel verkrijgbaar. Uit het grote beschikbare aanbod is een selectie gemaakt met een voldoende variatie in uitwendige afmetingen (afb. 3.9). Voor de wanddikte van kokers wordt 5 mm als minimum aangeraden (tabel 3.10).

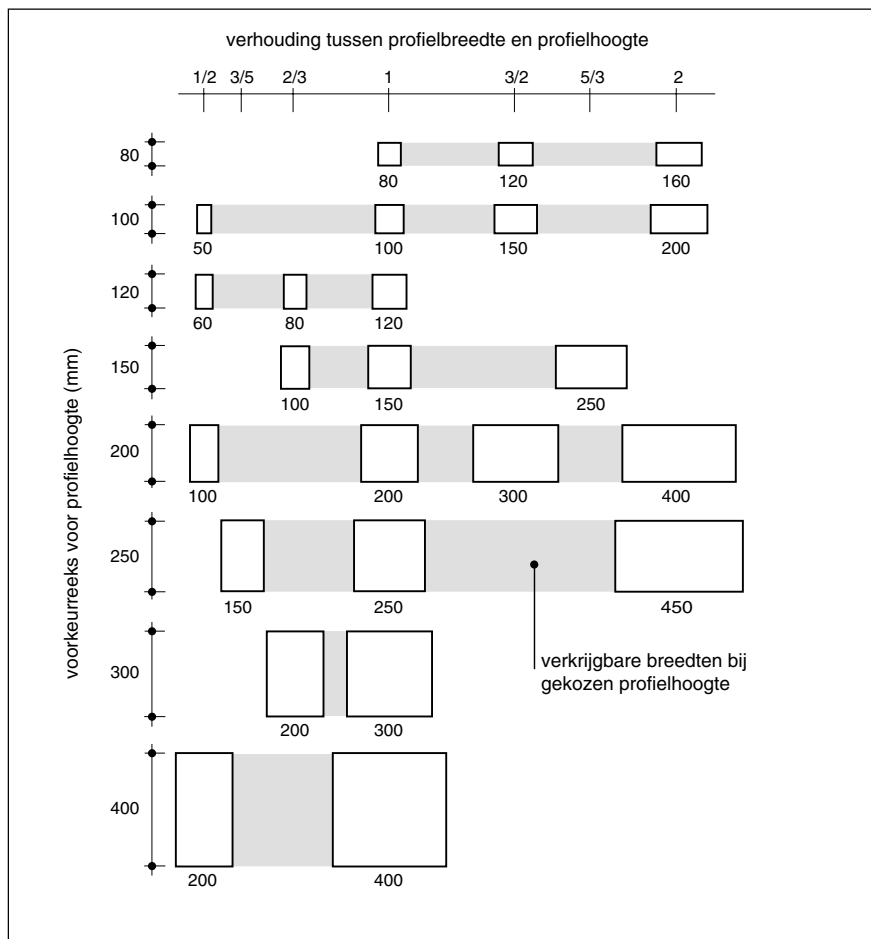
3.7. Verschillende typen gevelkolommen.



3.8. Twee voorbeelden van een samengestelde kolom door koppeling van twee UNP-profielen.

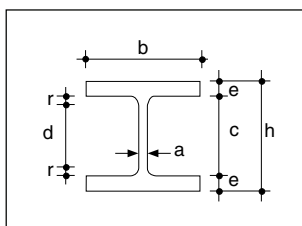


3.9. Selectie van rechthoekige en vierkante stalen kokerprofielen.



afmeting (mm)			wanddikte (mm)								
			b	x	h	5	6	8	10	12,5	16
60	x	120				■	■	■			
80	x	80				■	■	■			
80	x	120				■	■	■	■		
80	x	160				■	■	■	■		
100	x	100				■	■	■	■		
100	x	150				■	■	■	■	■	
100	x	200				■	■	■	■	■	
120	x	120				■	■	■	■	■	
150	x	150				■	■	■	■	■	■
150	x	250					■	■	■	■	■
200	x	200					■	■	■	■	■
200	x	300					■	■	■	■	■
200	x	400						■	■	■	■
250	x	250					■	■	■	■	■
250	x	450						■	■	■	■
300	x	300					■	■	■	■	■
400	x	400						■	■	■	■

3.10. Voorkeurreeks van wanddikten voor vierkante en rechthoekige buizen.



3.11. Maatvoering van Europese breedflensprofielen.

Ook de breedflensprofielen kennen een grote variatie in typen en afmetingen. Het hier geselecteerde profielbestand gaat uit van Europese HE-profielen. De maatvoering van deze profielen is zodanig dat voor gelijke profielnummers de flensbreedte en de afstand tussen de flenzen gelijk zijn (afb. 3.11). Voor de toepassing van kolommen in gebouwen met maximaal zes bouwlagen is een profielserie van HE 100A/B tot en met HE 400A/B toereikend (tabel 3.12).

3.12. Afmetingen van Europese breedflens- of HE-profielen.

nr.	type A en B			type A			type B		
	b (mm)	c (mm)	d (mm)	h (mm)	e (t _f) (mm)	a (t _w) (mm)	h (mm)	e (t _f) (mm)	a (t _w) (mm)
HE100	100	80	56	96	8	5	100	10	6
HE120	120	98	74	114	8	5	120	11	6,5
HE140	140	116	92	133	8,5	5,5	140	12	7
HE160	160	134	104	152	9	6	160	13	8
HE180	180	152	122	171	9,5	6	180	14	8,5
HE200	200	170	134	190	10	6,5	200	15	9
HE220	220	188	152	210	11	7	220	16	9,5
HE240	240	206	164	230	12	7,5	240	17	10
HE260	260	225	177	250	12,5	7,5	260	17,5	10
HE280	280	244	196	270	13	8	280	18	10,5
HE300	300	262	208	290	14	8,5	300	19	11
HE320	320	279	225	310	15,5	9	320	20,5	11,5
HE340	340	297	243	330	16,5	9,5	340	21,5	12
HE360	360	315	261	350	17,5	10	360	22,5	12,5
HE400	400	352	298	390	19	11	400	24	13,5

Bepaling gevelkolommen

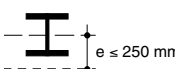
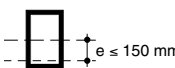
De tabellen 3.14 tot en met 3.21 geven de afmeting van de HE- en kokerprofielen voor gevelkolommen, afhankelijk van de kolomafstanden in de gevel, de vloeroverspanning en het aantal bouwlagen. Ronde kolommen zijn niet opgenomen; voor het schatten van de diameter kan worden uitgegaan van vierkante kokerprofielen met een gelijke omtrek en staaldoorsnede.

Tabel 3.14 (vloeroverspanning 7,2 m) en tabel 3.18 (vloeroverspanning 12,6 m) hebben betrekking op gebouwen met twee en drie bouwlagen, waarbij de kolommen over de volle gebouwhoogte doorlopen. In de overige tabellen (gebouwen met vier tot zes bouwlagen) bestaan de kolommen uit twee secties met een verschillend profiel. Beide secties kunnen in de werkplaats tot een kolom worden samengesteld. In principe kunnen kolommen tot vier bouwlagen uit één lengte worden aan gevoerd en gesteld. Om een probleemloze montage van de gevel te bewerkstelligen, gelden strenge bouwtoelanties en gaat de voorkeur uit naar zo lang mogelijke kolommen, met een minimum aan (stuik)verbindingen.

Het bepalen van de juiste kolommen wordt toegelicht aan de hand van afbeelding 3.13, waarin een gedeelte van tabel 3.16 is weergegeven. Neem als voorbeeld een vrijstaande kolom met in de gevelzone een kolomafstand van 7,2 m. De kolom wordt excentrisch belast en brandveilig bekleed met een thermisch isolerende beplating. In dit geval is een HE-profiel de meest geschikte keuze. Een rechthoekige koker is weliswaar mogelijk, maar ligt minder voor de hand omdat voor een omkleeding is gekozen; een buiskolom is dan een dure oplossing vergeleken met een HE-profiel. De tabel onderscheidt de onderste twee bouwlagen (1-2) en de bovenste drie (3-4-5), waarbij uit twee verschillende staalsoorten kan worden gekozen (FeE 235 en FeE 355).

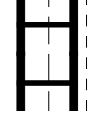
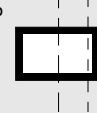
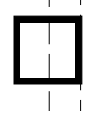
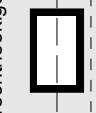
Voor een rationele maatvoering en aansluiting met de afbouwdelen is het wenselijk dat de kolommen over alle vijf bouwlagen hetzelfde profielnummer hebben. De vierde mogelijkheid geeft gemiddeld de kleinste doorsnede: voor de eerste twee bouwlagen een profiel HE 200B en voor de bovenste drie een profiel HE 200A, beide in de staalsoort FeE 355.

3.13. Gedeelte van tabel 3.16
(*e* = excentriciteit van de vloerbelasting ten opzichte van de zwaartelijn van de kolom;
□ = FeE 235;
○ = FeE 275;
▲ = FeE 355).

kolomtype		kolomafstand 7,2 m	
		bouwlaag 1-2	bouwlaag 3-4-5
HE-profiel (excentrisch)		□ HE 220B	□ HE 220A
		▲ HE 220A	□ HE 220A
		▲ HE 200B	□ HE 200B
		▲ HE 200B	▲ HE 200A
rechthoekige koker (smal)		○ 150x250x8	○ 150x250x6
		▲ 150x250x6	▲ 150x250x6

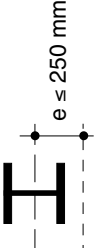
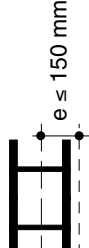
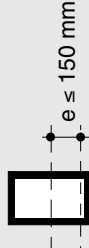
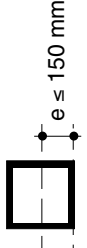
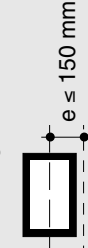
3.14. Gevelkolommen bij een vloeroverspanning van 7,2 m en 2 of 3 bouwlaagen.
(e = excentriciteit van de vloerbelasting ten opzichte van de zwaartelijin van de kolom)

□ = FeE 235
○ = FeE 275
▲ = FeE 355

kolomtype	kolomafstand 1,8 m		kolomafstand 3,6 m		kolomafstand 5,4 m		kolomafstand 7,2 m	
	bouwlaag 1-2	bouwlaag 1-2-3	bouwlaag 1-2	bouwlaag 1-2-3	bouwlaag 1-2	bouwlaag 1-2-3	bouwlaag 1-2	bouwlaag 1-2-3
HE-profiel (e×centrisch)  e ≤ 250 mm	□ HE 100A	□ HE 120A	□ HE 140A □ HE 120B	□ HE 160A □ HE 140B	□ HE 160A □ HE 140B	□ HE 180A □ HE 160B	□ HE 200A □ HE 160B ▲ HE 160A	□ HE 220A □ HE 180B ▲ HE 200A
HE-profiel (centrisch)  e ≤ 50 mm	□ HE 100B ▲ HE 120A	□ HE 120B ▲ HE 120A	□ HE 160A □ HE 140B ▲ HE 140A ▲ HE 120B	□ HE 180A □ HE 160B ▲ HE 160A ▲ HE 140B	□ HE 180A □ HE 160B ▲ HE 160A ▲ HE 140B	□ HE 200A □ HE 180B ▲ HE 180A ▲ HE 160B	□ HE 220A □ HE 200B ▲ HE 200A ▲ HE 180B	
dubbel HE-profiel  e ≤ 150 mm	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	□ HE 100A	□ HE 100A ▲ HE 100A	□ HE 120A □ HE 100B ▲ HE 100A	□ HE 120A □ HE 100B ▲ HE 100A	□ HE 140A □ HE 120B ▲ HE 120A
rechthoekige koker (smal)  e ≤ 150 mm	○ 60×120×5	○ 80×120×5	○ 80×120×6 ▲ 80×120×5	○ 80×120×10 ▲ 80×120×10	○ 100×150×6 ▲ 100×150×5	○ 150×150×8 ▲ 150×150×6	○ 100×150×8 ▲ 150×150×6	○ 100×150×12,5 ▲ 100×150×10
vierkante koker  e ≤ 150 mm	○ 80×80×6,3	○ 100×100×5	○ 100×100×8 ▲ 100×100×6	○ 120×120×6,3 ▲ 120×120×5	○ 120×120×6,3 ▲ 120×120×5	○ 150×150×5 ▲ 120×120×10	○ 120×120×10 ▲ 120×120×8	○ 150×150×10 ▲ 120×120×12,5
rechthoekige koker (ondiep)  e ≤ 150 mm	○ 120×60×8 ▲ 120×60×6,3	○ 120×80×6 ▲ 120×80×5	○ 120×80×10 ▲ 120×80×8	○ 160×80×12,5 ▲ 160×80×10	○ 150×100×8 ▲ 150×100×6	○ 200×100×8 ▲ 200×100×6	○ 200×100×10 ▲ 200×100×8	○ 200×100×12,5 ▲ 200×100×10

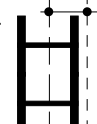
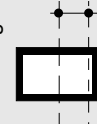
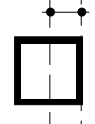
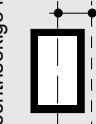
3.15. Gevelkolommen bij een vloeroverspanning van 7,2 m en 4 bouwlaagen.
(e = excentriciteit van de vloerbelasting ten opzichte van de zwaartelijin van de kolom)

□ = FeE 235
○ = FeE 275
▲ = FeE 355

kolomtype	kolomafstand 1,8 m		kolomafstand 3,6 m		kolomafstand 5,4 m		kolomafstand 7,2 m	
	bouwlaag 1-2	bouwlaag 3-4	bouwlaag 1-2	bouwlaag 3-4	bouwlaag 1-2	bouwlaag 3-4	bouwlaag 1-2	bouwlaag 3-4
HE-profiel (excentrisch)  e ≤ 250 mm	□ HE 140A □ HE 120B	□ HE 140A □ HE 120A	□ HE 160B ▲ HE 160A ▲ HE 140B	□ HE 160A □ HE 160A □ HE 140A	□ HE 180B ▲ HE 180A ▲ HE 160B	□ HE 180A □ HE 180A □ HE 160A	□ HE 200B ▲ HE 220A ▲ HE 180B	□ HE 200A □ HE 220A □ HE 180A
HE-profiel (centrisch)  e ≤ 50 mm	□ HE 140A ▲ HE 120B	□ HE 140A □ HE 120A	□ HE 160B ▲ HE 180A	□ HE 160A □ HE 180A	□ HE 200B ▲ HE 200A ▲ HE 180B	□ HE 200A □ HE 200A □ HE 180A	□ HE 220B ▲ HE 220A ▲ HE 200B	□ HE 220A □ HE 220A □ HE 200A
dubbel HE-profiel  e ≤ 150 mm	□ HE 100A	□ HE 100A	□ HE 100B ▲ HE 100A	□ HE 100A □ HE 100A	□ HE 120B ▲ HE 120A	□ HE 120A □ HE 120A	□ HE 140B ▲ HE 140A ▲ HE 120B	□ HE 140A □ HE 140A □ HE 120A
rechthoekige koker (smal)  e ≤ 150 mm	○ 80x120x6 ▲ 80x120x5	○ 80x120x5 ▲ 80x120x5	○ 100x150x8 ▲ 100x150x6	○ 100x150x5 ▲ 100x150x5	○ 100x150x12,5 ▲ 100x150x10	○ 100x150x6 ▲ 100x150x5	○ 100x200x12,5 ○ 100x200x5,6	
vierkante koker  e ≤ 150 mm	○ 100x100x6 ▲ 100x100x5	○ 100x100x5 ▲ 100x100x5	○ 120x120x10 ▲ 120x120x8	○ 120x120x5 ▲ 120x120x5	○ 150x150x8 ▲ 120x120x12,5	○ 150x150x5 ▲ 120x120x6,3	○ 150x150x12,5 ▲ 150x150x10	○ 150x150x6 ▲ 150x150x5
rechthoekige koker (ondiep)  e ≤ 150 mm	○ 120x80x8 ▲ 120x80x6	○ 120x80x5 ▲ 120x80x5	○ 150x100x10 ▲ 150x100x8	○ 150x100x5 ▲ 150x100x5	○ 200x100x12,5 ▲ 200x100x10	○ 200x100x6,3 ▲ 200x100x5,6	○ 250x150x8 ▲ 250x150x6	○ 250x150x6 ▲ 250x150x6

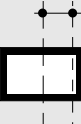
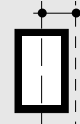
3.16. Gevelkolommen bij een vloeroverspanning van 7,2 m en 5 bouwlaagen.
(e = excentriciteit van de vloerbelasting ten opzichte van de zwaartelijn van de kolom)

□ = FeE 235
○ = FeE 275
▲ = FeE 355

kolomtype	kolomafstand 1,8 m		kolomafstand 3,6 m		kolomafstand 5,4 m		kolomafstand 7,2 m	
	bouwlaag 1-2	bouwlaag 3-4-5	bouwlaag 1-2	bouwlaag 3-4-5	bouwlaag 1-2	bouwlaag 3-4-5	bouwlaag 1-2	bouwlaag 3-4-5
HE-profiel (excentrisch)  e ≤ 250 mm	□ HE 140B ▲ HE 140A ▲ HE 120B	□ HE 140A □ HE 140A □ HE 120A	□ HE 180B ▲ HE 180A ▲ HE 160B	□ HE 180A □ HE 180A □ HE 160A	□ HE 200B ▲ HE 200A ▲ HE 180B	□ HE 200A □ HE 200A □ HE 180A	□ HE 220B ▲ HE 220A ▲ HE 200B ▲ HE 200B	□ HE 220A □ HE 220A □ HE 200B ▲ HE 200A
HE-profiel (centrisch)  e ≤ 50 mm	□ HE 140B ▲ HE 140A	□ HE 140A □ HE 140A	□ HE 180B ▲ HE 180A ▲ HE 160B	□ HE 180A □ HE 180A □ HE 160A	□ HE 200B ▲ HE 220A ▲ HE 180B	□ HE 200A □ HE 220A □ HE 180B	□ HE 240B ▲ HE 240A ▲ HE 200B	□ HE 240A □ HE 240A □ HE 200B
dubbel HE-profiel  e ≤ 150 mm	n.v.t.	n.v.t.	□ HE 120A	□ HE 120A	□ HE 140B ▲ HE 140A ▲ HE 120B	□ HE 140A □ HE 140A □ HE 120A	□ HE 140B ▲ HE 160A	□ HE 140A □ HE 160A
rechthoekige koker (smal)  e ≤ 150 mm	○ 80×120×8	○ 80×120×5	○ 100×150×10 ▲ 100×150×8	○ 100×150×6 ▲ 100×150×5	○ 100×200×10	○ 100×200×5,6	○ 150×250×8 ▲ 150×250×6	○ 150×250×6 ▲ 150×250×6
vierkante koker  e ≤ 150 mm	○ 100×100×8 ▲ 100×100×6	○ 100×100×5 ▲ 100×100×5	○ 120×120×12,5 ▲ 120×120×10	○ 120×120×8 ▲ 120×120×6,3	○ 150×150×10 ▲ 150×150×8	○ 150×150×8 ▲ 150×150×6	○ 150×150×16 ▲ 150×150×12,5	○ 150×150×10 ▲ 150×150×8
rechthoekige koker (ondiep)  e ≤ 150 mm	○ 120×80×10 ▲ 120×80×8	○ 120×80×6 ▲ 120×80×5	○ 150×100×12,5 ▲ 150×100×10	○ 150×100×8 ▲ 150×100×6	○ 250×150×8 ▲ 200×100×12,5	○ 250×150×6 ▲ 200×100×8	○ 250×150×10 ▲ 250×150×8	○ 250×150×6 ▲ 250×150×6

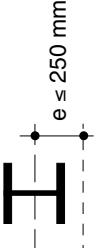
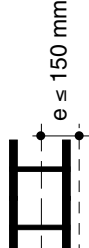
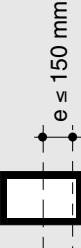
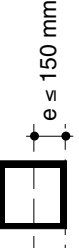
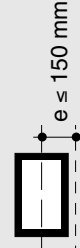
3.17. Gevelkolommen bij een vloeroverspanning van 7,2 m en 6 bouwlaagen.
(e = excentriciteit van de vloerbelasting ten opzichte van de zwaartelijijn van de kolom)

□ = FeE 235
○ = FeE 275
▲ = FeE 355

kolomtype	kolomafstand 1,8 m		kolomafstand 3,6 m		kolomafstand 5,4 m		kolomafstand 7,2 m	
	bouwlaag 1-2-3	bouwlaag 4-5-6	bouwlaag 1-2-3	bouwlaag 4-5-6	bouwlaag 1-2-3	bouwlaag 4-5-6	bouwlaag 1-2-3	bouwlaag 4-5-6
HE-profiel (excentrisch)  e ≤ 250 mm	□ HE 140B ▲ HE 140A	□ HE 140A □ HE 140A	□ HE 180B ▲ HE 180A ▲ HE 160B	□ HE 180A □ HE 180A □ HE 160A	□ HE 200B ▲ HE 220A	□ HE 200A □ HE 220A	□ HE 240B ▲ HE 240A ▲ HE 220B	□ HE 240A □ HE 240A □ HE 220A
HE-profiel (centrisch)  e ≤ 50 mm	□ HE 140B □ HE 160A	□ HE 140A □ HE 160A	□ HE 180B ▲ HE 200A	□ HE 180A □ HE 200A	□ HE 220B ▲ HE 220A ▲ HE 200B	□ HE 220A □ HE 220A □ HE 200A	□ HE 240B ▲ HE 260A ▲ HE 220B	□ HE 240A □ HE 260A □ HE 220A
dubbel HE-profiel  e ≤ 150 mm	n.v.t.	n.v.t.	□ HE 120B ▲ HE 120A ▲ HE 100B	□ HE 120A □ HE 120A □ HE 100A	□ HE 140B ▲ HE 140A ▲ HE 120B	□ HE 140A □ HE 140A □ HE 120A	□ HE 160B ▲ HE 160A ▲ HE 140B	□ HE 160A □ HE 160A □ HE 140A
rechthoekige koker (smal)  e ≤ 150 mm	○ 80×120×10 ○ 80×120×5	○ 80×120×10 ○ 80×120×5	○ 100×150×12,5 ▲ 100×150×10 ▲ 100×150×5	○ 100×150×6 ▲ 100×150×5	○ 150×250×8 ▲ 100×200×12,5 ▲ 100×200×5,6	○ 150×250×6 ▲ 100×200×12,5 ▲ 100×200×5,6	○ 150×250×10 ▲ 150×250×8 ▲ 150×250×6	○ 150×250×6 ▲ 150×250×8 ▲ 150×250×6
vierkante koker  e ≤ 150 mm	○ 120×120×6,3 ▲ 100×100×8 ▲ 100×100×5	○ 120×120×5 ▲ 100×100×5	○ 150×150×8 ▲ 120×120×12,5 ▲ 120×120×6,3	○ 150×150×5 ▲ 120×120×6,3	○ 150×150×12,5 ▲ 150×150×10 ▲ 150×150×6	○ 150×150×8 ▲ 150×150×6 ▲ 150×150×6	○ 200×200×12,5 ▲ 150×150×16 ▲ 150×150×8	○ 200×200×8 ▲ 150×150×8 ▲ 150×150×8
rechthoekige koker (ondiep)  e ≤ 150 mm	○ 160×80×10 ▲ 120×80×10	○ 160×80×5 ▲ 120×80×5	○ 200×100×12,5 ▲ 200×100×10 ▲ 200×100×5,6	○ 200×100×6,3 ▲ 200×100×5,6	○ 250×150×8 ▲ 250×150×6 ▲ 250×150×6	○ 250×150×6 ▲ 250×150×6 ▲ 250×150×6	○ 250×150×12,5 ▲ 250×150×10 ▲ 250×150×6	○ 250×150×6 ▲ 250×150×6 ▲ 250×150×6

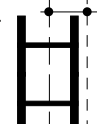
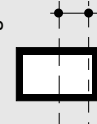
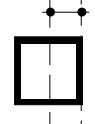
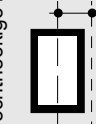
3.18. Gevelkolommen bij een vloeroverspanning van 12,6 m en 2 of 3 bouwlagen.
(e = excentriciteit van de vloerbelasting ten opzichte van de zwaartelijin van de kolom)

□ = FeE 235
○ = FeE 275
▲ = FeE 355

kolomtype	kolomafstand 1,8 m		kolomafstand 3,6 m		kolomafstand 5,4 m		kolomafstand 7,2 m	
	bouwlaag 1-2	bouwlaag 1-2-3	bouwlaag 1-2	bouwlaag 1-2-3	bouwlaag 1-2	bouwlaag 1-2-3	bouwlaag 1-2	bouwlaag 1-2-3
HE-profiel (excentrisch)  e ≤ 250 mm	□ HE 140A □ HE 120B	□ HE 160A □ HE 140B	□ HE 180A □ HE 160B ▲ HE 160A ▲ HE 140B	□ HE 220A □ HE 180B ▲ HE 200A ▲ HE 160B	□ HE 220A □ HE 180B ▲ HE 180A ▲ HE 160B	□ HE 240A □ HE 200B ▲ HE 220A ▲ HE 180B	□ HE 240A □ HE 200B ▲ HE 220A ▲ HE 180B	□ HE 280A □ HE 240B ▲ HE 240A ▲ HE 220B
HE-profiel (centrisch)  e ≤ 50 mm	□ HE 140A □ HE 120B	□ HE 160A □ HE 140B	□ HE 180A □ HE 160B ▲ HE 200A	□ HE 220A □ HE 180B ▲ HE 200A	□ HE 220A □ HE 180B ▲ HE 200A ▲ HE 160B	□ HE 240A □ HE 200B ▲ HE 220A ▲ HE 200B	□ HE 240A □ HE 200B ▲ HE 220A ▲ HE 180B	□ HE 280A □ HE 240B ▲ HE 240A ▲ HE 220B
dubbel HE-profiel  e ≤ 150 mm	□ HE 100A	□ HE 100A	□ HE 120A □ HE 100B ▲ HE 100A	□ HE 140A □ HE 120B ▲ HE 120A	□ HE 140A □ HE 120B ▲ HE 120A ▲ HE 120B	□ HE 160A □ HE 140B ▲ HE 140A ▲ HE 120B	□ HE 160A □ HE 140B ▲ HE 140A ▲ HE 120B	□ HE 180A □ HE 160B ▲ HE 160A ▲ HE 140B
rechthoekige koker (smal)  e ≤ 150 mm	○ 80×120×6 ▲ 80×120×5	○ 80×120×10	○ 100×150×8 ▲ 100×150×6	○ 100×150×10	○ 100×150×12,5 ▲ 100×150×10	○ 150×250×8 ▲ 150×250×6	○ 150×250×10 ▲ 150×250×8	○ 150×250×12,5 ▲ 150×250×10
vierkante koker  e ≤ 150 mm	○ 100×100×6 ▲ 100×100×5	○ 100×100×10 ▲ 100×100×8	m 120×120×12,5 ▲ 120×120×8	○ 150×150×8 ▲ 150×150×6	○ 150×150×8 ▲ 150×150×6	○ 150×150×12,5 ▲ 150×150×10	○ 200×200×12,5 ▲ 200×200×8	○ 200×200×12,5 ▲ 200×200×10
rechthoekige koker (ondiep)  e ≤ 150 mm	○ 120×80×8	○ 160×80×10 ▲ 160×80×8	○ 150×100×12,5 ▲ 150×100×10	○ 250×150×6 ▲ 200×100×10	○ 200×100×12,5 ▲ 200×100×10	○ 250×150×8 ▲ 250×150×6	○ 250×150×8 ▲ 250×150×6	○ 250×150×12,5 ▲ 250×150×10

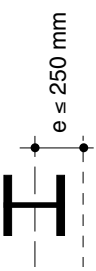
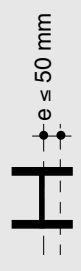
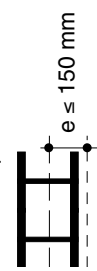
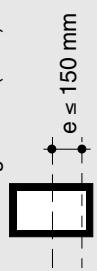
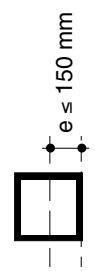
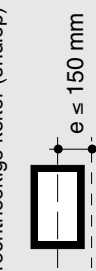
3.19. Gevelkolommen bij een vloeroverspanning van 12,6 m en 4 bouwlagen.
(*e* = excentriciteit van de vloerbelasting ten opzichte van de zwaartelijn van de kolom)

□ = FeE 235
○ = FeE 275
▲ = FeE 355

kolomtype	kolomafstand 1,8 m		kolomafstand 3,6 m		kolomafstand 5,4 m		kolomafstand 7,2 m	
	bouwlaag 1-2	bouwlaag 3-4	bouwlaag 1-2	bouwlaag 3-4	bouwlaag 1-2	bouwlaag 3-4	bouwlaag 1-2	bouwlaag 3-4
HE-profiel (excentrisch)  $e \leq 250 \text{ mm}$	□ HE 160B ▲ HE 160A ▲ HE 140B	□ HE 160A □ HE 160A □ HE 140A	□ HE 200B ▲ HE 200A ▲ HE 180B	□ HE 200A □ HE 200A □ HE 180A	□ HE 220B ▲ HE 240A	□ HE 220A □ HE 240A	□ HE 260B ▲ HE 260A ▲ HE 240B	□ HE 260A □ HE 260A □ HE 240A
HE-profiel (centrisch)  $e \leq 50 \text{ mm}$	□ HE 160B ▲ HE 160A	□ HE 160A □ HE 160A	□ HE 200B ▲ HE 220A	□ HE 200A □ HE 220A	□ HE 240B ▲ HE 240A ▲ HE 220B	□ HE 240A □ HE 240A □ HE 220A	□ HE 280B ▲ HE 280A ▲ HE 240B	□ HE 280A □ HE 280A □ HE 240A
dubbel HE-profiel  $e \leq 150 \text{ mm}$	□ HE 100B ▲ HE 100A	□ HE 100A □ HE 100A	□ HE 140A ▲ HE 140A ▲ HE 120B	□ HE 140A □ HE 140A □ HE 120A	□ HE 160B ▲ HE 160A ▲ HE 140B	□ HE 160A □ HE 160A □ HE 140A	□ HE 180B ▲ HE 180A ▲ HE 160B	□ HE 180A □ HE 180A □ HE 160A
rechthoekige koker (smal)  $e \leq 150 \text{ mm}$	○ 80x160x10	○ 80x160x5	○ 100x200x12,5 ▲ 100x200x10	○ 100x200x5,6 ▲ 100x200x5,6	○ 150x250x10 ▲ 150x250x8	○ 150x250x6 ▲ 150x250x6	○ 150x250x12,5 ▲ 150x250x10	○ 150x250x8 ▲ 150x250x6
vierkante koker  $e \leq 150 \text{ mm}$	○ 120x120x8 ▲ 120x120x6,3	○ 120x120x5 ▲ 120x120x5	○ 150x150x10 ▲ 150x150x8	○ 150x150x6 ▲ 150x150x5	○ 200x200x10 ▲ 200x200x8	○ 200x200x6 ▲ 200x200x6	○ 250x250x10 ▲ 200x200x12,5	○ 250x250x6 ▲ 200x200x6
rechthoekige koker (ondiep)  $e \leq 150 \text{ mm}$	○ 150x100x8	○ 150x100x5	○ 250x150x8 ▲ 200x100x12,5	○ 250x150x6 ▲ 200x100x6,3	○ 250x150x10 ▲ 250x150x8	○ 250x150x6 ▲ 250x150x6	○ 300x200x10 ▲ 250x150x12,5	○ 300x200x6 ▲ 250x150x8

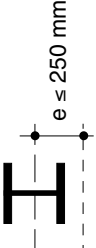
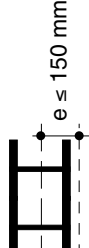
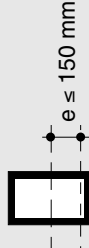
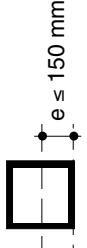
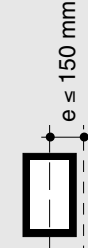
3.20. Gevelkolommen bij een vloeroverspanning van 12,6 m en 5 bouwlagen.
(e = excentriciteit van de vloerbelasting ten opzichte van de zwaartelijijn van de kolom)

□ = FeE 235
○ = FeE 275
▲ = FeE 355

kolomtype	kolomafstand 1,8 m		kolomafstand 3,6 m		kolomafstand 5,4 m		kolomafstand 7,2 m	
	bouwlaag 1-2	bouwlaag 3-4-5	bouwlaag 1-2	bouwlaag 3-4-5	bouwlaag 1-2	bouwlaag 3-4-5	bouwlaag 1-2	bouwlaag 3-4-5
HE-profiel (excentrisch)  e ≤ 250 mm	□ HE 160B ▲ HE 180A	□ HE 160A □ HE 180A	□ HE 220B ▲ HE 220A □ HE 200B ▲ HE 200A	□ HE 220A □ HE 220A □ HE 200B ▲ HE 200A	□ HE 260B ▲ HE 260A □ HE 220B ▲ HE 220A	□ HE 260A □ HE 260A □ HE 220B ▲ HE 220A	□ HE 300B ▲ HE 300A □ HE 260B ▲ HE 260A	□ HE 300A □ HE 300A □ HE 260B ▲ HE 260A
HE-profiel (centrisch)  e ≤ 50 mm	□ HE 180B ▲ HE 180A ▲ HE 160B	□ HE 180A □ HE 180A □ HE 160A	□ HE 220B ▲ HE 240A ▲ HE 200B	□ HE 220A □ HE 240A □ HE 200A	□ HE 260B ▲ HE 260A □ HE 240B	□ HE 260A □ HE 260A □ HE 240A	□ HE 300B ▲ HE 300A □ HE 260B ▲ HE 260A	□ HE 300A □ HE 300A □ HE 260B ▲ HE 260A
dubbel HE-profiel  e ≤ 150 mm	□ HE 120B ▲ HE 120A ▲ HE 100B	□ HE 120A □ HE 120A □ HE 100A	□ HE 140B ▲ HE 160A	□ HE 140A □ HE 160A	□ HE 160B ▲ HE 180A ▲ HE 140B ▲ HE 140A	□ HE 160A □ HE 180A □ HE 140B ▲ HE 140A	□ HE 200B ▲ HE 200A □ HE 160B ▲ HE 160A	□ HE 200A □ HE 200A □ HE 160B ▲ HE 160A
rechthoekige koker (smal)  e ≤ 150 mm	○ 100x150x8 ○ 120x120x10 ▲ 120x120x8	○ 100x150x5 ○ 120x120x6,3 ▲ 120x120x5	○ 150x250x8 ▲ 150x250x6 ○ 150x150x12,5 ▲ 150x150x10	○ 150x250x6 ▲ 150x250x6 ○ 150x150x8 ▲ 150x150x6	○ 150x250x12,5 ▲ 150x250x10 ○ 200x200x12,5 ▲ 200x200x10	○ 150x250x8 ▲ 150x250x6 ○ 200x200x8 ▲ 200x200x6	○ 150x250x16 ▲ 150x250x12,5 ○ 200x200x16 ▲ 200x200x12,5	○ 150x250x10 ▲ 150x250x8 ○ 200x200x12,5 ▲ 200x200x8
vierkante koker  e ≤ 150 mm	○ 150x100x10 ▲ 150x100x10	○ 150x100x6 ▲ 150x100x5	○ 250x150x8 ▲ 250x150x6	○ 250x150x6 ▲ 250x150x6	○ 250x150x12,5 ▲ 250x150x10	○ 250x150x10 ▲ 250x150x8	○ 300x200x12,5 ▲ 250x150x16	○ 300x200x8 ▲ 250x150x10
rechthoekige koker (ondiep)  e ≤ 150 mm	○ 150x100x10 ▲ 150x100x10	○ 150x100x6 ▲ 150x100x5	○ 250x150x8 ▲ 250x150x6	○ 250x150x6 ▲ 250x150x6	○ 250x150x12,5 ▲ 250x150x10	○ 250x150x10 ▲ 250x150x8	○ 300x200x12,5 ▲ 250x150x16	○ 300x200x8 ▲ 250x150x10

3.21. Gevelkolommen bij een vloeroverspanning van 12,6 m en 6 bouwlagen.
(e = excentriciteit van de vloerbelasting ten opzichte van de zwaartelijn van de kolom)

□ = FeE 235
○ = FeE 275
▲ = FeE 355

kolomtype	kolomafstand 1,8 m		kolomafstand 3,6 m		kolomafstand 5,4 m		kolomafstand 7,2 m	
	bouwlaag 1-2-3	bouwlaag 4-5-6	bouwlaag 1-2-3	bouwlaag 4-5-6	bouwlaag 1-2-3	bouwlaag 4-5-6	bouwlaag 1-2-3	bouwlaag 4-5-6
HE-profiel (excentrisch)  e ≤ 250 mm	□ HE 180B ▲ HE 200A ▲ HE 160B	□ HE 180A □ HE 200A □ HE 160A	□ HE 240B ▲ HE 240A ▲ HE 220B	□ HE 240A □ HE 240A □ HE 220A	□ HE 280B ▲ HE 280A ▲ HE 240B	□ HE 280A □ HE 280A □ HE 240A	□ HE 340B ▲ HE 320A ▲ HE 280B	□ HE 340A □ HE 320A □ HE 280A
HE-profiel (centrisch)  e ≤ 50 mm	□ HE 180B ▲ HE 200A	□ HE 180A □ HE 200B	□ HE 240B ▲ HE 240A ▲ HE 220B	□ HE 240A □ HE 240A □ HE 220A	□ HE 280B ▲ HE 280A ▲ HE 240B	□ HE 280A □ HE 280A □ HE 240A	□ HE 340B ▲ HE 320A ▲ HE 280B	□ HE 340A □ HE 320A □ HE 280B
dubbel HE-profiel  e ≤ 150 mm	□ HE 120B ▲ HE 120A	□ HE 120A □ HE 120A	□ HE 160B ▲ HE 160A ▲ HE 140B	□ HE 160A □ HE 160A □ HE 140A	□ HE 180B ▲ HE 180A ▲ HE 160B ▲ HE 160B	□ HE 180A □ HE 180A □ HE 160B ▲ HE 160A	□ HE 220B ▲ HE 220A ▲ HE 180B ▲ HE 180B	□ HE 220A □ HE 220A □ HE 180B ▲ HE 180A
rechthoekige koker (smal)  e ≤ 150 mm	○ 100×150×10 ○ 100×150×5	○ 100×150×5	○ 150×250×10 ▲ 150×250×8	○ 150×250×6 ▲ 150×250×6	○ 150×250×16 ▲ 150×250×12,5	○ 150×250×8 ▲ 150×250×6	○ 200×300×16 ▲ 150×250×16	○ 200×300×8 ▲ 150×250×8
vierkante koker  e ≤ 150 mm	○ 120×120×12,5 ▲ 120×120×10	○ 120×120×6,3 ▲ 120×120×5	○ 150×150×16 ▲ 150×150×12,5	○ 150×150×8 ▲ 150×150×6	○ 200×200×16 ▲ 200×200×12,5	○ 200×200×8 ▲ 200×200×6	○ 250×250×16 ▲ 200×200×16	○ 250×250×8 ▲ 200×200×8
rechthoekige koker (ondiep)  e ≤ 150 mm	○ 150×100×12,5 ▲ 150×100×12,5	○ 150×100×6 ▲ 150×100×5	○ 250×150×10 ▲ 250×150×8	○ 250×150×6 ▲ 250×150×6	○ 250×150×16 ▲ 250×150×12,5	○ 250×150×8 ▲ 250×150×6	○ 300×200×16 ▲ 300×200×12,5	○ 300×200×8 ▲ 300×200×6

4 Ontwerp van de draagconstructie in het gebouw

4.1 Vloeren

Het toepassen van een staalskelet met kanaalplaten vraagt al vroeg in het ontwerpstadium om een goede onderlinge afstemming van de overspanning van de kanaalplaten en geïntegreerde liggers met het kolomstramien. Deze afstemming is noodzakelijk voor een optimaal ontwerp, rekening houdend met het eigen gewicht, de vloerdikte en de maximale overspanningen. Inzicht in de constructieve mogelijkheden van de vloerconstructie is van belang om dergelijke ontwerpbeslissingen op een verantwoorde wijze te nemen. Deze ontwerpaspecten komen hier ter sprake; de constructieve achtergrond wordt in hoofdstuk 9 besproken.

Kanaalplaten

Kanaalplaten hebben standaard een breedte van 1,2 m, hoewel ook breedten van 0,3 en 0,6 m leverbaar zijn. De platen zijn in langsrichting voorgespannen, waarbij de meeste voorspanstrengen onder in de doorsnede liggen. Daarom zijn de platen voornamelijk geschikt voor een oplegging op twee steunpunten; (toevallige) inklemningsmomenten moeten zoveel mogelijk worden vermeden. In dwarsrichting zijn de kanaalplaten ongewapend, zodat buiging in dwarsrichting en wringing slechts in zeer beperkte mate toelaatbaar zijn. Maatgevend voor de toepassing in kantoorgebouwen is de toelaatbare doorbuiging. Fabrikanten geven in hun documentatie aan dat kanaalplaten een maximale overspanning van 45 maal de plaatdikte kunnen halen. In het verleden maakte men kanaalplaten met een dikte van 300 mm voor een maximale overspanning van 12,6 m. Deze platen bleken in de praktijk te veel door te buigen en zijn daarna verdrongen door 320 mm dikke platen. De ervaring leert derhalve dat voor kantoorvloeren de slankheid van de kanaalplaten – de verhouding tussen overspanning en plaatdikte – beperkt dient te worden tot 40.

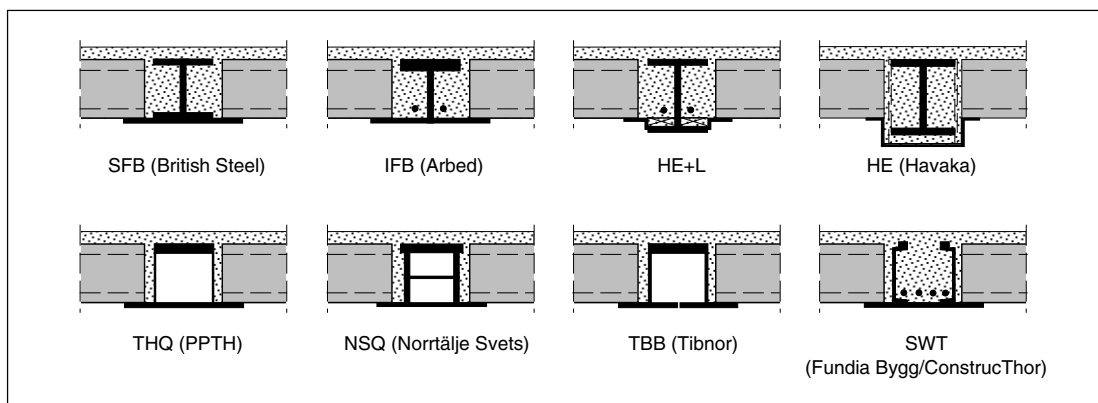
Als gevolg van de aangebrachte voorspanning vertonen kanaalplaten in onbelaste toestand een opwaartse bolling of zeeg. Voor een vlakke bovenkant is een afwerking nodig, die varieert in dikte en boven de steunpunten het grootst is (zie afb. 7.2). Op de overgang tussen kanaalplaat en geïntegreerde ligger zorgt een krimpnet voor een beperking van de scheurwijdte in de afwerklaag.

Vloerliggers

De stalen liggers dragen de kanaalplaten en voeren de belasting naar de kolommen af. Afhankelijk van de oplegging van de kanaalplaten onderscheiden we twee soorten liggers:

- tweezijdig belaste vloerliggers;
- eenzijdig belaste raveelliggers of randliggers, op plaatsen waar de overspanningsrichting abrupt verandert. Deze liggers zijn vergelijkbaar met geïntegreerde gevelliggers en komen hier verder niet ter sprake (zie hiervoor paragraaf 3.4). Voor kleine ravelingen heeft de fabrikant van de kanaalplaten zelf een speciaal profiel in de vorm van een hoekstaal beschikbaar.

4.1. Geïntegreerde liggers: enkel-symmetrische I-liggers (boven) en hoedliggers (onder).



In de loop van enkele jaren zijn geïntegreerde liggers in talrijke variaties op de markt verschenen (afb. 4.1). In hoofdzaak kunnen daarbij twee typen worden onderscheiden, namelijk enkel-symmetrische I-liggers en hoedliggers.

■ *Enkel-symmetrische I-liggers* zijn gebaseerd op een dubbel-symmetrisch warmgewalst I-profiel met slechts één lijf, aangevuld met een verbreed oplegvlak. De open ruimte tussen de flenzen wordt in het werk gevuld met beton. Het aanbrengen van een wapening verhoogt de brandwerendheid, zonder bekleding op de onderflens.

■ *Hoedliggers* bestaan uit twee relatief dunne lijven met een dikke smalle bovenflens en een minder dikke, maar bredere onderflens. De beide lijfplaten geven de hoedligger een grote torsie- en kipstijfheid, waardoor deze profielen erg geschikt zijn voor sterk excentrisch aangrijpende vloerbelastingen (gevelliggers, liggers tussen ongelijke vloervelden en tijdens montage van de kanaalplaten). Behalve de SWT-ligger met een opengewerkte bovenflens, hebben alle hoedliggers een koker-vormige staaldoorsnede, die niet met beton wordt gevuld. Om een brandwerendheid van meer dan 30 minuten te verkrijgen, moet de onderflens van deze liggers worden beschermd met bijvoorbeeld een brandwerend plaatmateriaal of een opschuimende verf (zie ook hoofdstuk 11).

Geïntegreerde liggers zijn in verschillende hoogten leverbaar en uit verschillende profielen samengesteld, afhankelijk van de wijze van fabriceren. Hoofdstuk 9 geeft een overzicht van verkrijgbare liggertypen; de volledige profielgegevens zijn opgenomen als databestand in het meegeleverde ontwerpprogramma IQ-Beams.

Geïntegreerde stalen vloerliggers kunnen – constructief gezien – op twee manieren worden toegepast in een staalskelet, namelijk statisch bepaald en statisch onbepaald.

■ *Statisch bepaalde* vloerliggers hangen scharnierend tussen twee kolommen of tussen onderslagliggers. De kolommen lopen in dat geval door over twee of meer bouwlagen. Deze oplossing geniet de voorkeur bij hoge gebouwen, waar de kolomkrachten van boven naar beneden sterk toenemen. Zettingsverschillen in de fundering, doorbuiging van onderslagliggers en ongelijke kolomverkortingen beïnvloeden de krachtsverdeling in de vloerligger niet. Ook uit oogpunt van de montage van het skelet heeft deze oplossing de voorkeur.

Veelal is het economisch de vloerligger een toeg te geven ter compensatie van de onmiddellijk optredende doorbuiging door het eigen gewicht van de vloer. Geïntegreerde vloerliggers worden uitgevoerd in een staalsoort met een hoge sterkte, waardoor het draagvermogen toeneemt en daarmee ook de maximale overspanning.

■ *Statisch onbepaalde* vloerliggers zijn uitgevoerd als doorgaande ligger over meerdere steunpunten, zonodig met een montagekoppeling in het veld (Gerberligger). Inpandige kolommen lopen niet over meerdere bouwlagen door maar staan op de vloerligger, zodat de kolomkrachten door de ligger heen moeten worden geleid. Het voordeel van deze oplossing is een toename van de stijfheid, het draagvermogen en het incasseringsvermogen van de vloerliggers. Deze kunnen daardoor slanker of lichter in gewicht zijn. De montage van de kanaalplaten verloopt eenvoudiger, wanneer er (nog) geen kolommen op de betreffende bouwlaag staan en het oplegvlak ononderbroken is. Kolomsparringen in de kanaalplaten blijven in dit geval achterwege, met bovendien minder kans op lekkage tijdens het voegen van de naden.

Keuze van kanaalplaten, vloerliggers en stramien

In het constructieconcept van geïntegreerde liggers met kanaalplaten hebben beide elementen (nagenoeg) dezelfde constructiehoogte. Een uitzondering is mogelijk in het geval wordt gekozen voor een verhoogde montage- of computervloer (zie afb. 1.3). Geadviseerd wordt de betonnen kanaalplaten te leggen in de richting met de grootste overspanning en de stalen liggers in de richting met de kleinste overspanning. Wanneer de overspanningsrichting van platen en liggers al vast staat, kiest men bij voorkeur een zodanig kolomstramien dat de overspanning van de kanaalplaten ten minste gelijk is aan die van de liggers. Het ontwerp van de vloerconstructie verloopt dan als volgt.

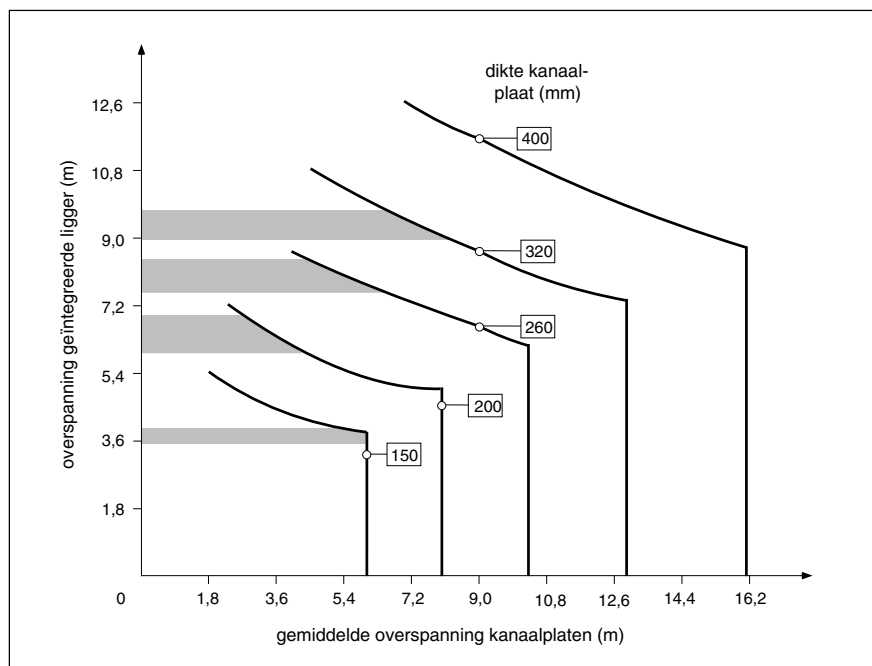
- De benodigde dikte van de kanaalplaten legt de constructiehoogte vast indien de overspanning van de stalen ligger niet meer bedraagt dan de overspanning van de kanaalplaten.
- Bepaal bij de gekozen constructiehoogte het benodigde profiel van de geïntegreerde ligger, waarbij uit een ruim aanbod kan worden gekozen.
- Overweeg een alternatief met een dikkere, en dus duurder, kanaalplaat en een minder zware, en dus goedkopere, geïntegreerde ligger.

Bij een nuttige vloerbelasting van 4 kN/m^2 – een in de praktijk veel gevraagde waarde voor kantoorgebouwen – geven de afbeeldingen 4.2 tot en met 4.5 [18] de maximale stramienmaten voor de verschillende constructiehoogten, afhankelijk van het liggertype (enkel-symmetrische I-ligger of hoedligger) en de wijze van uitvoering (vrij ingehangen of doorgaand uitgevoerd). Voor andere vloerbelastingen of andere randvoorwaarden kan gebruik worden gemaakt van het bijgeleverde ontwerpprogramma *IQ-Beams*. Op de horizontale as staat de gemiddelde overspanning van de twee vloervelden ter weerszijden van de geïntegreerde ligger; op de verticale as staat de overspanning van de geïntegreerde ligger.

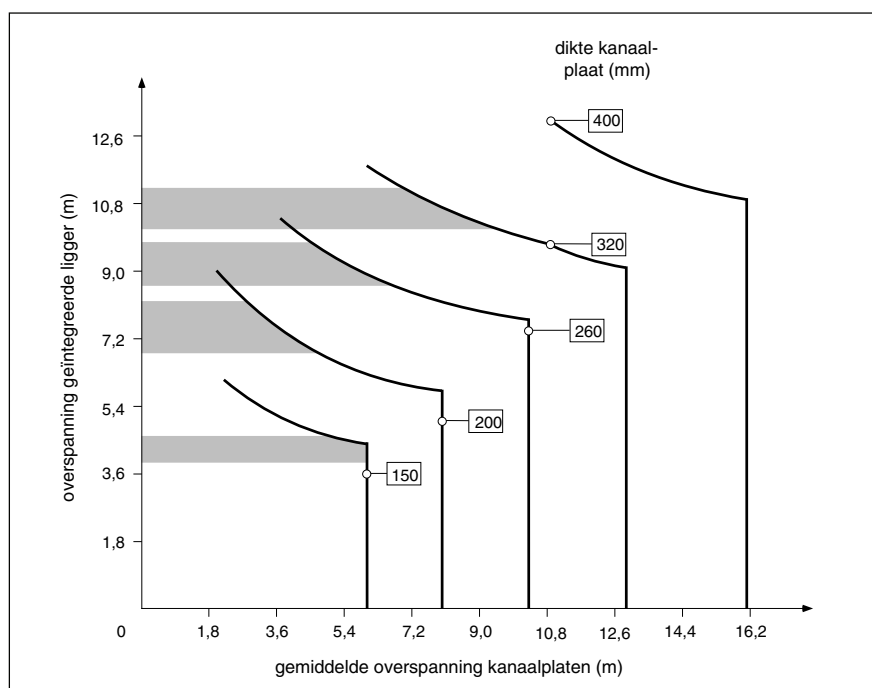
De constructiehoogte – de dikte van de kanaalplaat in mm – is omkaderd en markeert tevens de grens waarbij òf de stijfheid (boven de markering) dan wel de sterkte (onder de markering) maatgevend is voor de vloerligger.

De grafieken geven de *constructieve begrenzing* van zowel de kanaalplaat als de zwaarste geïntegreerde ligger bij de gekozen constructiehoogte. Het verticale deel van de grafiek geeft de begrenzing van de kanaalplaat, het schuine gedeelte die van de ligger. Het hoekpunt geeft de functioneel optimale stramienmaten voor de gekozen constructiehoogte; dit is het maximale vloeroppervlak dat kolomvrij kan worden overspannen.

4.2. Ontwerpgrafiek voor vrij ingehangen enkel-symmetrische I-liggers (nuttige vloerbelasting 4 kN/m^2 , staalsoort FeE 355).



4.3. Ontwerpgrafiek voor doorgaande enkel-symmetrische I-liggers (nuttige vloerbelasting 4 kN/m^2 , staalsoort FeE 355).

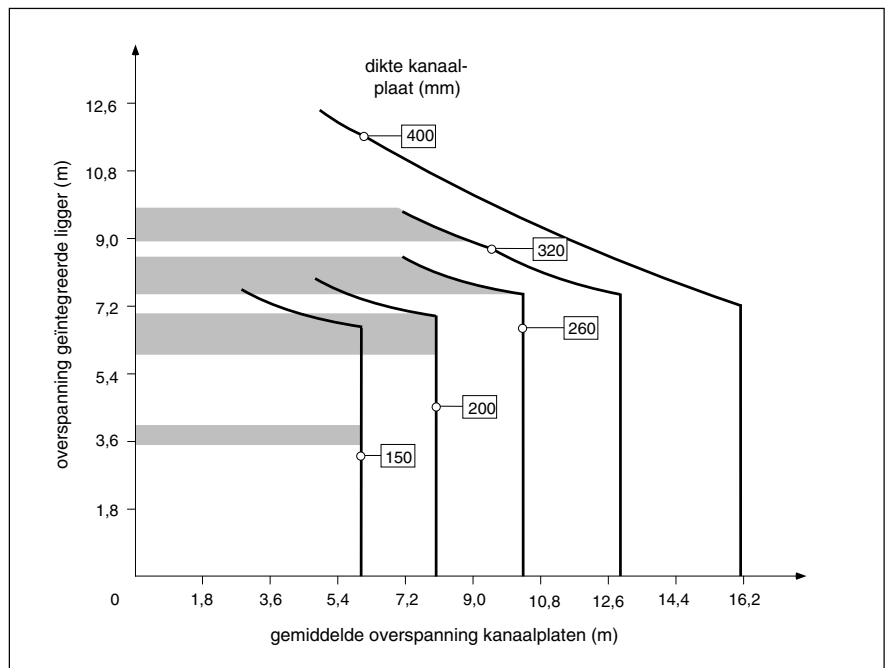


De gerasterde horizontale banden vormen de *economische begrenzing* van het toepassingsgebied. De bovengrens heeft betrekking op vloerconstructies waarin slechts 50% van de vloerbelasting via de vloerliggers wordt afgedragen ($\psi = 0,5$; afb. 4.6); de ondergrens duidt op vloerconstructies waarin 100% van de vloerbelasting via de vloerliggers wordt afgedragen ($\psi = 1,0$; afb. 4.6). Komt de gevonden oplossing boven de aangegeven bandbreedte uit, dan is het economischer te kiezen voor een grotere constructiehoogte (= dikkere kanaalplaat).

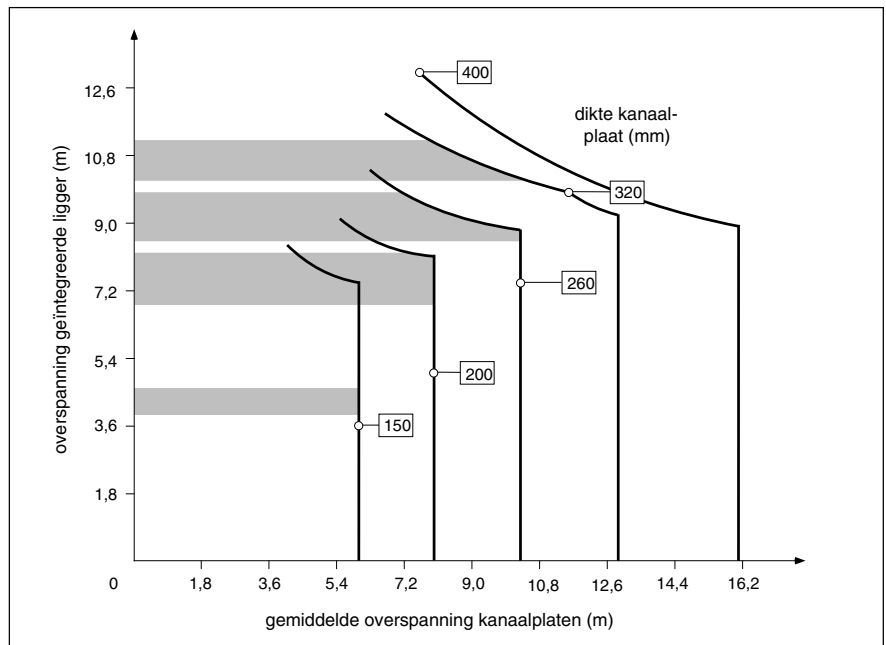
De keuze van de vloerconstructie wordt toegelicht aan de hand van twee voorbeelden.

■ In afbeelding 2.22 overspannen de kanaalplaten 5,4 m en 7,2 m, met een gemiddelde van 6,3 m. Voor de overspanning van 7,2 m is minimaal een kanaalplaat nodig met een dikte van 200 mm (zie tabel 2.16). De kolommen staan hart op hart 7,2 m.

4.4. Ontwerpgrafiek voor vrij ingehangen hoedliggers (nuttige vloerbelasting 4 kN/m^2 , staalsoort FeE 355).



4.5. Ontwerpgrafiek voor doorgaande hoedliggers (nuttige vloerbelasting 4 kN/m^2 , staalsoort FeE 355).



Voor een doorgaande ligter is de kolomafstand tevens de overspanning; voor een vrij ingehangen ligter kan de kolombreedte in mindering worden gebracht op de kolomafstand, zodat een overspanning resteert van ongeveer 7,0 m.

Voor enkel-symmetrische I-liggers (afb. 4.2 en 4.3) blijkt een plaatdikte van 260 mm noodzakelijk te zijn. Kiest men voor een hoedligter (afb. 4.4 en 4.5) dan kan met een 200 mm dikke kanaalplaat worden volstaan, alhoewel in het geval van de vrij ingehangen ligter de economische grens is bereikt.

■ In afbeelding 2.17 overspannen alle kanaalplaten 5,4 m. Voor een dergelijke overspanning is minimaal een kanaalplaat nodig met een dikte van 150 mm (zie tabel 2.16). Op de middenas, met de kolommen hart op hart 7,2 m, worden de liggers doorgaand uitgevoerd; op de andere assen, met de kolommen hart op hart 5,4 m, worden de liggers tussen de kolommen gehangen. Voor de overspanning van vrij ingehangen liggers kan de kolombreedte in mindering worden gebracht, zodat een overspanning resteert van ongeveer 5,2 m. Uitgaande van de kleinste

liggeroverspanning van 5,2 m blijkt voor enkel-symmetrische I-liggers (afb. 4.2 en 4.3) een hoogte van 200 mm noodzakelijk te zijn. Kiest men voor een hoedligger (afb. 4.4 en 4.5) dan volstaat een constructiehoogte van 150 mm, maar deze oplossing ligt boven de bandbreedte en is daarom niet economisch; een 200 mm dikke vloer is goedkoper. De doorgaande liggers op de middenas overspannen 7,2 m, zodat een hoedligger van 200 mm nog net voldoet. Ondanks de hoge kosten voor de stalen ligger is dit toch een economische oplossing, omdat anders over de gehele verdieping een kanaalplaat met een dikte van 260 mm komt te liggen.

Bij een gekozen constructiehoogte beperken de maximale overspanning van de kanaalplaten en die van de liggers het kolomstramien. Functioneel optimaal is de situatie waarbij elke kolom een maximaal vloeroppervlak draagt. In de afbeeldingen 4.2 tot en met 4.5 is dat het geval in het hoekpunt van de gegeven grafieken. Voor enkel-symmetrische I-liggers ligt de optimale stramienverhouding (overspanning van de ligger ten opzichte van die van de kanaalplaat) tussen 0,6 en 0,7 voor respectievelijk een grote en een kleine constructiehoogte; voor hoedliggers ligt dit functioneel optimum tussen 0,5 en 1,0.

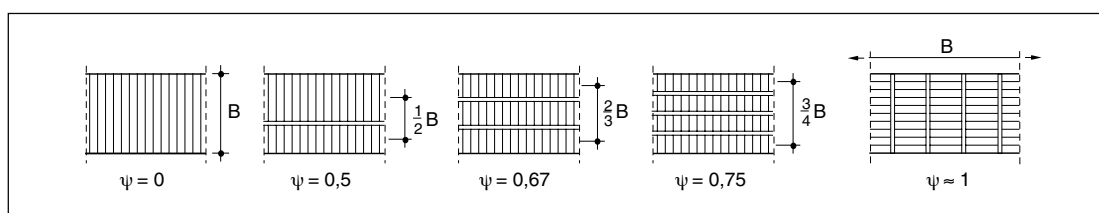
Het functioneel optimale kolomstramien hoeft overigens niet altijd het meest economisch te zijn, zoals de gerasterde horizontale banden in de afbeeldingen 4.2 tot en met 4.5 laten zien. De verhouding tussen de kosten van de kanaalplaten en die van de liggers speelt daarbij een belangrijke rol.

De kosten van geïntegreerde liggers per m² vloeroppervlak hangen af van het vloeroppervlak dat belasting afdraagt aan de liggers in verhouding tot het totale vloeroppervlak per bouwlaag. Deze verhouding – aangeduid met het symbool ψ – varieert van 0,5 tot 1,0. In het geval er geen vloerliggers aanwezig zijn en de kanaalplaten van gevel tot gevel lopen, geldt $\psi = 0$ (afb. 4.6).

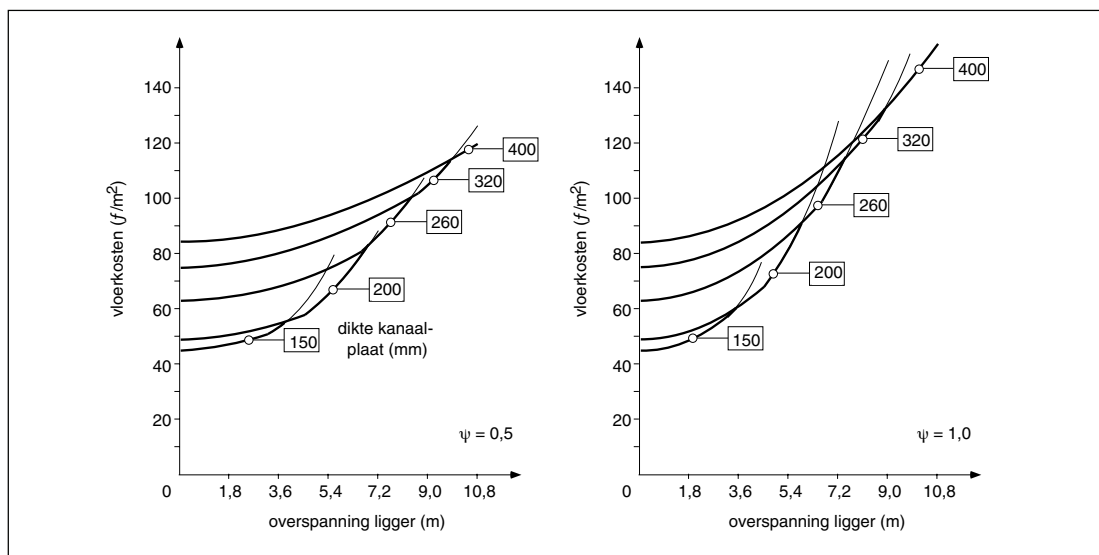
Uitgaande van een prijs van f 2,50 per kg voor geïntegreerde stalen liggers en een prijs van ongeveer f 250 per m³ voor de betonnen kanaalplaten – beide geleverd op het werk, prijspeil begin 1994 – zijn de vloerkosten per m² bepaald, exclusief sparingen, randafwerking, voegvulling, kwantumkorting en BTW. Voor twee verschillende waarden van ψ geven afbeeldingen 4.7 en 4.8 de kosten van de vloer per m² als functie van de overspanning van de ligger. Bij het interpreteren van de gegeven kostengrafieken is het goed het volgende te bedenken:

- een grotere constructiehoogte veroorzaakt een toename van de verdiepinghoogte en daardoor ook van het geveloppervlak;
- een goedkope, maar zware vloerconstructie vergt zwaardere kolommen en funderingsconstructies;
- bij verschillende stramienmaten in eenzelfde plattegrond kan het economisch zijn plaatselijk een slanke, maar zware ligger toe te passen;
- vloervelden met verschillende vloerdikten zijn mogelijk door aan één zijde van de liggers het oplegvlak te verhogen, bijvoorbeeld met een opgelast kokerprofiel of hoekstaal.

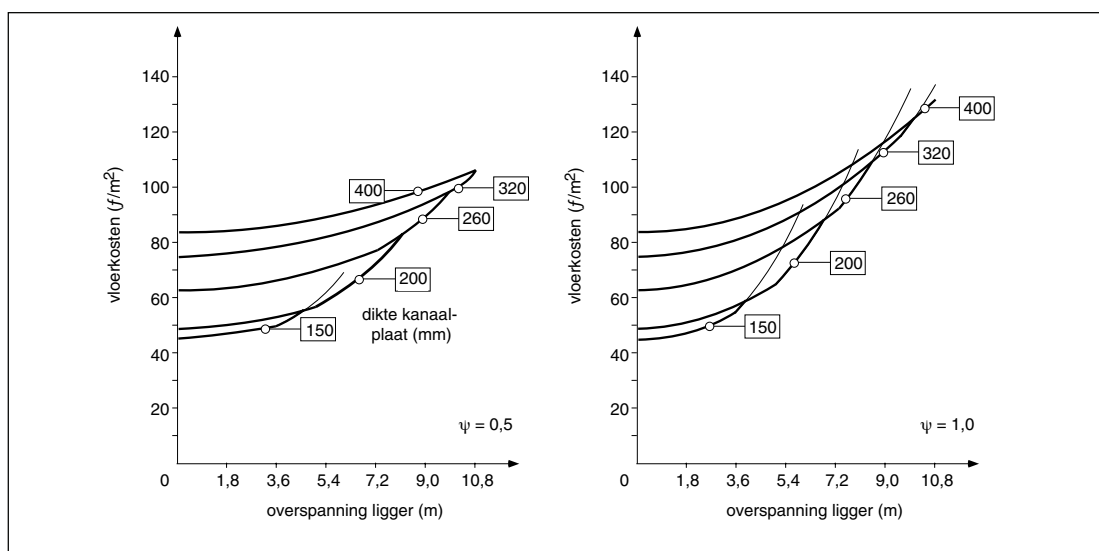
4.6. Verhouding ψ voor verschillende vloerconstructies, afhankelijk van het aantal vloervelden over de breedte B van het gebouw.



4.7. Vloerkosten per m² met vrij ingehangen liggers: $\psi = 0,5$ (links) en $\psi = 1,0$ (rechts).



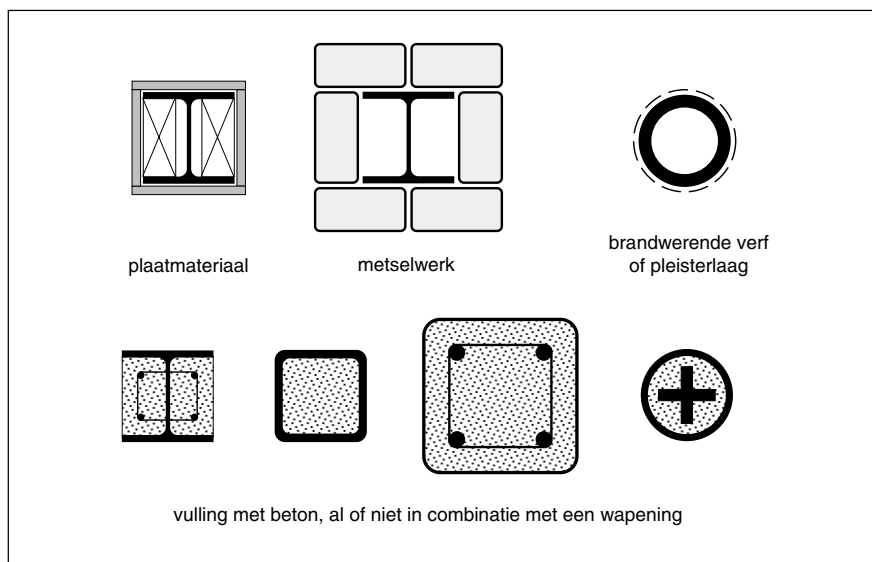
4.8. Vloerkosten per m² met doorgaande liggers: $\psi = 0,5$ (links) en $\psi = 1,0$ (rechts).



4.2 Kolommen

Voor de keuze van vrijstaande kolommen bestaan vele mogelijkheden. Een belangrijke afweging is de vraag of de stalen kolom tegen brand moet worden beschermd en op welke wijze dit mag gebeuren: uitwendig of inwendig (afb. 4.9). In het eerste geval komt om de kolom een stootvaste bescherming met een brandwerende verf, een brandwerend plaatmateriaal, metselwerk, pleisterwerk of cellenbeton. In het tweede geval vult men de kolom met beton, al of niet in combinatie met een wapening, en ontstaat er een staal-betonconstructie. Het beton kan vooraf, in de werkplaats of op de bouwplaats, worden aangebracht. Stalen buiskolommen kan men ook na montage in het werk vullen, hetzij door pompen van injectiespecie via een vulnippel onderin dan wel door het storten van betonspecie via een trechter bovenin. Van belang is ook de verbinding met de geïntegreerde liggers (vrij ingehangen of doorgaand) en de keuze van de draagconstructie in de gevel. Dit laatste heeft bijvoorbeeld betrekking op de overweging om alle kolommen op eenzelfde wijze brandwerend te beschermen. Met het oog op het aansluiten van systeemwanden

4.9. Bescherming van kolommen tegen brand: uitwendig (boven) en inwendig (onder).



verdient het aanbeveling op elke bouwlaag gelijke uitwendige kolomafmetingen te hebben; variatie van staalsoort en profieldikte bieden daartoe een oplossing. Voor stalen buiskolommen gevuld met beton en omklede H-profielen geven de tabellen 4.10 tot en met 4.13 de benodigde profieldoorsnede, afhankelijk van het aantal bouwlagen en het te dragen vloeroppervlak, bij een nuttige belasting van 4 kN/m². Voor de dimensionering van andere stalen kolommen, al of niet met een brandwerende bescherming, is het bijgeleverde ontwerpprogramma Interior te gebruiken.

Tabel 4.10. Omklede HE-profielen en stalen buiskolommen, gevuld met beton, bij 2 of 3 bouwlagen. Brandwerendheid: 30 minuten voor 2 bouwlagen en 60 minuten voor 3 bouwlagen.

dikte kanaalplaat	vloeroppervlak	bouwlaag	HE-profiel FeE 355 brandwerend bekleed	koker FeE 235 beton B45 + FeB500	buis FeE 235 beton B45 + FeB500
					
200 mm	34 m ²	1-2	HE 160A	160x160x6	193,7x6,3
		1-2-3	HE 180A	250x250x6	298,5x6,3
	45 m ²	1-2	HE 180A	180x180x6	219,1x6,3
		1-2-3	HE 200A	300x300x8	323,9x6,3
	52 m ²	1-2	HE 200A	180x180x6	219,1x6,3
		1-2-3	HE 220A	300x300x8	323,9x6,3
260 mm	52 m ²	1-2	HE 200A	200x200x6	219,6x6,3
		1-2-3	HE 220A	250x250x6 + 8Ø10	273,0x5,0 + 8Ø10
	58 m ²	1-2	HE 200A	200x200x6	219,6x6,3
		1-2-3	HE 200B	250x250x6 + 8Ø16	273,0x5,0 + 8Ø16
	65 m ²	1-2	HE 220A	250x250x6	298,5x6,3
		1-2-3	HE 240A	250x250x6 + 8Ø20	273,0x5,0 + 8Ø20

Tabel 4.11. Omklede HE-profielen en stalen buiskolommen, gevuld met beton, bij 4 bouwlagen. Brandwerendheid: 60 minuten.

dikte kanaalplaat	vloeroppervlak	bouwlaag	HE-profiel FeE 355 brandwerend bekleed 	koker FeE 235 beton B45 + FeB500 	buis FeE 235 beton B45 + FeB500 
200 mm	34 m ²	1-2	HE 180B	250×250×6 + 8Ø10	244,5×5 + 8Ø8
		3-4	HE 160A	250×250×6	244,5×5
	45 m ²	1-2	HE 200B	250×250×6 + 8Ø10	273,5×5 + 8Ø10
		3-4	HE 180A	250×250×6	273,5×5
	52 m ²	1-2	HE 200B	250×250×6 + 8Ø16	273,5×5 + 8Ø16
		3-4	HE 180A	250×250×6	273,5×5 + 8Ø10
260 mm	52 m ²	1-2	HE 220B	250×250×6 + 8Ø16	273,5×5 + 8Ø20
		3-4	HE 200A	250×250×6 + 8Ø10	273,5×5 + 8Ø10
	58 m ²	1-2	HE 220B	300×300×6 + 8Ø12	329,9×5,6 + 8Ø12
		3-4	HE 200A	300×300×6	329,9×5,6 + 8Ø10
	65 m ²	1-2	HE 240B	300×300×6 + 8Ø12	329,9×5,6 + 4Ø16 + 4Ø20
		3-4	HE 220A	300×300×6	329,9×5,6 + 8Ø10

Tabel 4.12. Omklede HE-profielen en stalen buiskolommen, gevuld met beton, bij 5 bouwlagen. Brandwerendheid: 90 minuten.

dikte kanaalplaat	vloeroppervlak	bouwlaag	HE-profiel FeE 355 brandwerend bekleed 	koker FeE 235 beton B45 + FeB500 	buis FeE 235 beton B45 + FeB500 
200 mm	34 m ²	1-2	HE 220A	300×300×7 + 8Ø12	329,9×5,6 + 8Ø12
		3-4-5	HE 200A	300×300×7 + 8Ø12	329,9×5,6 + 8Ø12
	45 m ²	1-2	HE 200B	300×300×7 + 8Ø12	329,9×5,6 + 8Ø12
		3-4-5	HE 200A	300×300×7 + 8Ø12	329,9×5,6 + 8Ø12
	52 m ²	1-2	HE 220B	300×300×7 + 4Ø16 + 4Ø20	329,9×5,6 + 4Ø16 + 4Ø20
		3-4-5	HE 220A	300×300×7 + 8Ø12	329,9×5,6 + 8Ø12
260 mm	52 m ²	1-2	HE 240B	350×350×8 + 4Ø16 + 4Ø20	355,6×5,6 + 8Ø12
		3-4-5	HE 220A	350×350×8 + 4Ø12 + 4Ø16	355,6×5,6 + 8Ø12
	58 m ²	1-2	HE 260B	350×350×8 + 4Ø16 + 4Ø20	355,6×5,6 + 8Ø20
		3-4-5	HE 240A	350×350×8 + 4Ø12 + 4Ø16	355,6×5,6 + 8Ø12
	65 m ²	1-2	HE 260B	350×350×8 + 8Ø25	355,6×5,6 + 8Ø25
		3-4-5	HE 240A	350×350×8 + 4Ø12 + 4Ø16	355,6×5,6 + 8Ø12

Tabel 4.13. Omklede H-profielen en stalen buiskolommen, gevuld met beton, bij 6 bouwlagen. Brandwerendheid: 120 minuten.

dikte kanaalplaat	vloeroppervlak	bouwlaag	HE-profiel FeE 355 brandwerend bekleed 	koker FeE 235 beton B45 + FeB500 	buis FeE 235 beton B45 + FeB500 
200 mm	34 m ²	1-2-3	HE 200B	300×300×7 + 8Ø12	329,9×5,6 + 8Ø12
		4-5-6	HE 180A	300×300×7 + 8Ø12	329,9×5,6 + 8Ø12
	45 m ²	1-2-3	HE 220B	300×300×7 + 4Ø16 + 4Ø20	329,9×5,6 + 4Ø16 + 4Ø20
		4-5-6	HE 200A	300×300×7 + 8Ø12	329,9×5,6 + 8Ø12
	52 m ²	1-2-3	HE 240B	300×300×7 + 8Ø25	329,9×5,6 + 4Ø20 + 4Ø25
		4-5-6	HE 220A	300×300×7 + 8Ø12	329,9×5,6 + 8Ø12
260 mm	52 m ²	1-2-3	HE 260B	350×350×8 + 4Ø16 + 4Ø20	355,6×5,6 + 8Ø12
		4-5-6	HE 240A	350×350×8 + 4Ø12 + 4Ø16	355,6×5,6 + 8Ø12
	58 m ²	1-2-3	HE 260B	350×350×8 + 8Ø25	355,6×5,6 + 8Ø25
		4-5-6	HE 240A	350×350×8 + 4Ø12 + 4Ø16	355,6×5,6 + 8Ø12
	65 m ²	1-2-3	HE 280B	350×350×8 + 8Ø32	355,6×5,6 + 8Ø25
		4-5-6	HE 240A	350×350×8 + 4Ø12 + 4Ø16	355,6×5,6 + 8Ø12

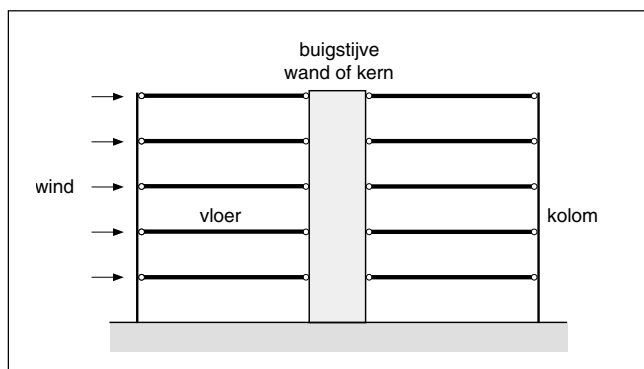
5 Ontwerp van de stabiliteitsvoorzieningen

5.1 Vloer als horizontale schijf

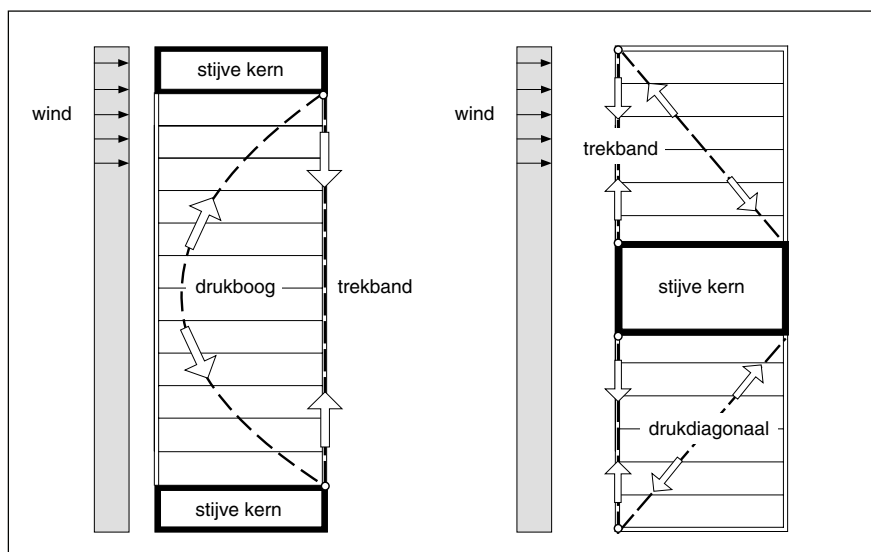
Het staalskelet ontleent zijn stabiliteit aan buigstijve wanden of kernen en aan de vloeren (afb. 5.1). Deze laatste voeren de horizontale belasting via schijfwerking af naar de stabiliserende onderdelen van het gebouw. De vloeren fungeren bovendien als knikverkorter van kolommen en wanden.

Een minimaal 40 mm dikke druklaag op de kanaalplaten, gewapend met een kruisnet $\phi 5-200$, is in het algemeen voldoende om de vloer als horizontale schijf te laten werken. Een vloer van kanaalplaten is echter ook zonder druklaag in staat als schijf te fungeren, onder de voorwaarde dat een randligger de kanaalplaten omsluit [19]. De vloer is dan te beschouwen als een rij drukvaste elementen, die samen met de randligger een systeem van drukboog met trekband ontwikkelen. Uiteraard moet de vloer voldoende sterk en stijf zijn om de optredende momenten, schuifkrachten en normaalkrachten in het vlak van de vloer op te kunnen nemen (afb. 5.2).

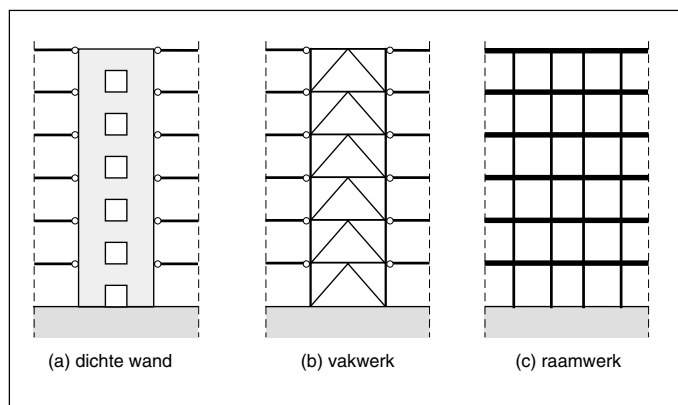
5.1. Buigstijve wanden verzorgen, samen met de vloeren, de stabiliteit.



5.2. Kanaalplaten zonder druklaag vormen samen met een randligger een systeem van drukboog met trekband.



5.3. Vormen van stabiliteitswanden.



5.2 Verticale stabiliteitsvoorzieningen

De verschijningsvorm van stabiliteitswanden varieert van gesloten wanden, eventueel met relatief kleine sparingen, via opengewerkte vakwerken tot volledig open, ongeschoorde raamwerken (afb. 5.3). In het algemeen neemt de stijfheid per m^2 stabiliteitswand af naarmate het open karakter toeneemt.

Keuze van stabiliteitswanden

De gesloten wand (a) gedraagt zich als een schijf. Vervormingen bij horizontale belastingen ontstaan vrijwel uitsluitend door buigende momenten.

In het vakwerk (b) veroorzaakt een buigend moment een koppel van druk- en trekkrachten in de kolommen, terwijl de wandstaven (diagonalen en regels) de horizontale belastingen naar de fundering afvoeren. De totale vervorming bestaat bij een vakwerk uit twee gelijkwaardige componenten, die het aandeel van het buigend moment en van dwarskracht vertegenwoordigen:

- een horizontale uitbuiging door tegengestelde lengteveranderingen in de kolommen; en
- een evenwijdige, horizontale verplaatsing van de verdiepingvloeren ten opzichte van elkaar door lengteveranderingen in de wandstaven.

In het raamwerk (c) ontstaat door horizontale belastingen zowel buiging in de stijlen als in de regels. De vervorming bestaat vrijwel geheel uit een evenwijdige, horizontale verplaatsing van de verdiepingvloeren ten opzichte van elkaar. Vervormingen door normaalkrachten in de kolommen zijn van ondergeschikt belang.

Een draagconstructie van geïntegreerde liggers met kanaalplaten ontleent de stabiliteit uitsluitend aan een gesloten wand of aan een vakwerk. Er zijn slechts enkele stabiliteitswanden – dicht of uitgevoerd als vakwerk – nodig om een geheel gebouw stabiel te maken. Dit betekent dat het resterende deel van de draagconstructie uitsluitend verticale belastingen behoeft op te nemen. De verdiepingvloeren zorgen voor de overdracht van horizontale belastingen naar de stabiliteitswanden. De vloeren vormen een horizontaal steunpunt voor de kolommen, zodat de kniklengte gelijk is aan de verdiepinghoogte.

Stabiliteitswanden transformeren het dragende skelet feitelijk tot een stapelconstructie met relatief eenvoudige verbindingen. Dit skelet is ongevoelig voor verschillen in zetting en stelt minder strenge eisen aan de maattoleranties. In een raamwerk daarentegen is de bijdrage van vrijwel alle kolommen nodig voor de stabiliteit. De

verbindingen tussen kolommen en liggers moeten buigvast zijn en de elementen moeten nauwkeurig op lengte worden gemaakt.

Functioneel ontwerp dichte wand

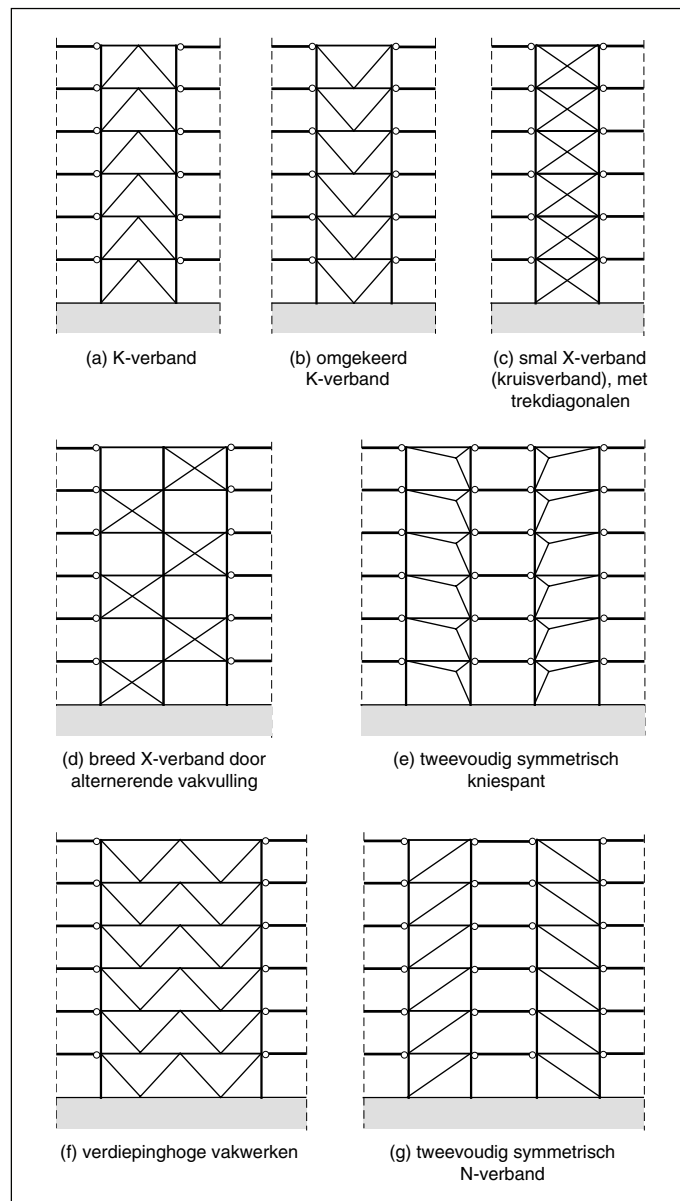
Het dimensioneren van wanden en kernen uit metselwerk of (geprefabriceerd) beton komt hier verder niet ter sprake. Hiervoor wordt verwezen naar [13, 20 en 21]. Het is in ieder geval van belang trekspanningen zoveel mogelijk te beperken en geen scheurvorming toe te staan, omdat daardoor de stijfheid van de stabiliteitswand afneemt.

Functioneel ontwerp vakwerk

Vakwerken die de stabiliteit verzorgen, bestaan uit drie constructief verschillende elementen:

- een regel (vaak een vloerligger), waarlangs horizontale krachten worden afgedragen aan de diagonalen;
- één of twee diagonalen, die de horizontale krachten één verdieping lager voeren;
- twee stijlen, die het buigend moment opnemen.

5.4. Verschillende oplossingen voor vakwerken als stabiliteitswand.



Er bestaat een redelijke verscheidenheid aan vormen voor verticale vakwerkverbanden (afb. 5.4). De keuze hangt voornamelijk af van functionele overwegingen (deuropeningen, doorvoer van kanalen en leidingen) en esthetische wensen in het geval de verbanden in het zicht blijven. Ook is het mogelijk de diagonalen te vervangen door geprefabriceerde betonnen elementen of een invulling met metselwerk. Op die manier ontstaat een dichte stabiliteitswand.

De krachten in een stabiliteitsverband als gevolg van een horizontale belasting nemen van boven naar beneden toe: lineair in de regels (liggers) en diagonalen en kwadratisch in de stijlen (kolommen). Het is zinvol bij de profielkeuze met deze krachtsverdeling rekening te houden, met name voor de stijlen. Vergelijk als voorbeeld twee vakwerken met doorgaande kolommen, die beide in totaal evenveel materiaal vergen. In het ene vakwerk hebben de kolommen een constante doorsnede, in het andere neemt de kolomdoorsnede van boven naar beneden gezien lineair toe. De buigstijfheid van het laatste vakwerk is dan 50% groter.

In de praktijk loopt een kolom over een aantal bouwlagen door met dezelfde doorsnede. Het is echter goed mogelijk de kolomafmetingen over de totale gebouwhoogte per twee of drie bouwlagen te variëren (zie ook paragraaf 4.2). Daardoor neemt de buigstijfheid van het stabiliteitsvakwerk toe met 15 à 20% ten opzichte van een vakwerk met een constante kolomdoorsnede en met eenzelfde staalverbruik.

Het aanpassen van de profieldoorsnede bij wandstaven verhoogt de stijfheid niet. Uitgaande van eenzelfde hoeveelheid materiaal blijft de gemiddelde stijfheid gelijk; de vervormingen worden wel gelijkmatiger over alle bouwlagen verdeeld. Het aanpassen van de profieldoorsnede aan de krachtsverdeling beïnvloedt vooral de draagkracht van de kolommen, zodat de sterkte van de kolommen vrijwel nooit maatgevend is in het ontwerp.

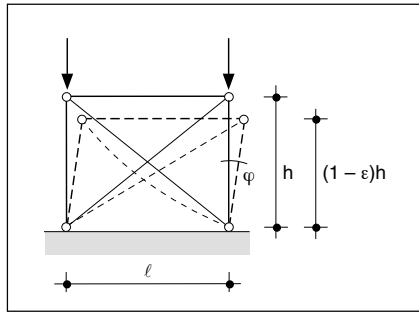
Om een vakwerk voldoende stijf te maken zonder te veel materiaal te gebruiken, mag de slankheid – de verhouding tussen de gebouwhoogte en de afstand tussen de kolommen – niet te groot zijn. Als streefgetal geldt een waarde 4; een waarde 8 is extreem hoog en dus kostbaar.

De hoek tussen de diagonalen en de stijlen (of de regels) moet $45^\circ \pm 10^\circ$ bedragen. Dit betekent dat het toepassingsgebied van X- en N-verbanden beperkt is tot ongeveer zes bouwlagen en dat van de bredere K-verbanden tot ongeveer twaalf bouwlagen.

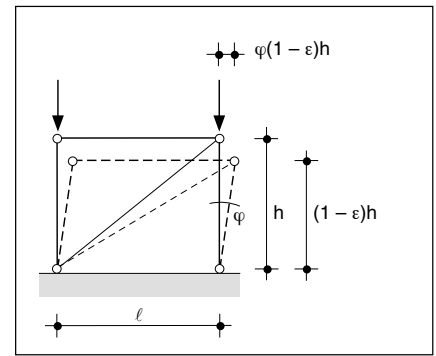
Bij symmetrische stabiliteitsverbanden, met uitsluitend slanke trekdiagonalen, verkorten de kolommen als gevolg van de verticale gebouwbelasting. Hierdoor kunnen de diagonalen slap gaan hangen of uitknikken, en wordt de constructie in beperkte mate instabiel. De trekdiagonaal in dit vakwerk komt eerst op spanning bij een scheefstand van $\varphi = \varepsilon h/\ell$. Hierin is ε de relatieve verkorting van de kolommen op de beschouwde bouwlaag (afb. 5.5).

Met name slanke vakwerken zijn hier gevoelig voor. Neem als voorbeeld een vakwerk in de staalsoort FeE 355 met diagonalen onder 45° ($h/\ell = 1$) en waarvan de helft van de kolomdoorsnede nodig is voor het opnemen van uitsluitend de verticale belasting. Er kan dan een ongehinderde scheefstand ontstaan van 0,85‰. Deze scheefstand, als gevolg van uitsluitend verticale belastingen, neemt een belangrijk deel van de maximaal toegestane horizontale vervorming van 2‰ voor zijn rekening.

5.5. Instabiele toestand door kolomverkorting.



5.6. Horizontale uitwijking van een N-verband door kolomverkorting. De diagonaal blijft spanningsloos.



Dit kan worden vermeden door:

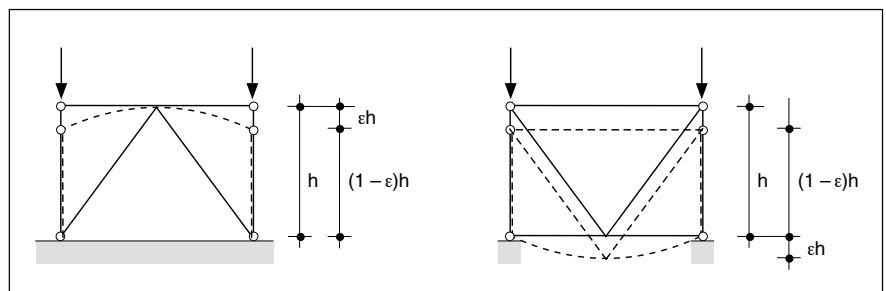
- de diagonalen bij de eindmontage na te stellen;
- de diagonalen spanningsloos te monteren en vervolgens met wartels aan te spannen;
- panelen toe te passen, in plaats van diagonalen, die wel weerstand bieden aan dwarskrachten maar niet aan verticale krachten (bijvoorbeeld geprofileerde staalplaat);
- een ander type vakwerk toe te passen, bijvoorbeeld een gewoon of omgekeerd K-verband.

Asymmetrische stabiliteitsverbanden, zoals het N-verband, moeten steeds per twee gespiegeld worden toegepast (zie afb. 5.4g). Dit heeft te maken met de vervorming van een N-verband door de verkorting van de kolommen onder verticale belastingen. De diagonalen veranderen niet van lengte en dat veroorzaakt een horizontale uitwijking (afb. 5.6). Het andere, in spiegelbeeld geplaatste N-verband compenseert dit effect.

Bij gewone en omgekeerde K-verbanden heeft de verkorting van de kolommen nauwelijks invloed op de kracht in de diagonalen. Kolomverkorting resulteert dan slechts in een lichte opwaartse respectievelijk een lichte neerwaartse doorbuiging van de horizontale regel of vloerligger (afb. 5.7). De diagonalen vormen tevens een verticaal (tussen)steunpunt voor de horizontale regel. Wanneer de regel een vloerligger is, kan deze lichter worden gedimensioneerd. Uiteraard veroorzaakt de vloerbelasting in dit geval extra krachten in de diagonalen.

De stijfheid van een vakwerk kan grotendeels verloren gaan door gatspelingen in boutverbindingen. Om dit vermijden, dient men hieraan bij de fabricage en de montage extra aandacht te besteden, bijvoorbeeld door voorgespannen bouten te gebruiken.

5.7. Doorbuiging van horizontale regels door kolomverkorting.



6 Uitvoering en kosten

De uitvoering van het constructief ontwerp omvat het samenvoegen van bouwmaterialen en geprefabriceerde bouwcomponenten van de hoofddraagconstructie. Ook de tussentijdse opslag en transport op de bouwplaats, het plaatsen en verwijderen van tijdelijke voorzieningen zoals stempels, schoren en leuning en de bewaking van de bouwlogistiek maken dus deel uit van de uitvoering. Uitvoeringskosten zijn tijdgebonden en vallen uiteen in personele kosten, zoals arbeidsloon en toeslagen, en materiële kosten, zoals huur of afschrijving van transportmiddelen, gereedschap en tijdelijke voorzieningen.

De staalconstructie en de kanaalplaten worden geprefabriceerd; dat betekent dat fabricage ervan elders plaatsvindt vóór de aanvang van de uitvoering op de bouwplaats. De verschillende bouwcomponenten worden volgens bestek vervaardigd en op afroep afgeleverd op de bouwplaats. In de materiaalprijzen zijn alle kosten van de toeleverancier verwerkt, inclusief het transport naar de bouwplaats.

6.1 Montage

De montage van een staalskelet met kanaalplaatvloeren voor een verdieping-gebouw geschiedt doorgaans per bouwlaag. Een uitzondering zijn kolommen die over meerdere bouwlagen doorlopen. Per bouwlaag valt de uitvoering uiteen in drie componenten:

- montage van de staalconstructie;
- leggen van de kanaalplaten;
- aanwerken van voegen en sparingen.

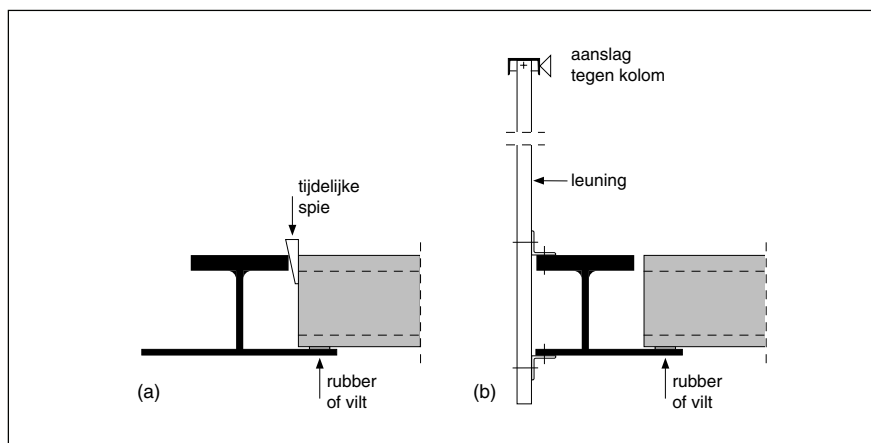
Staalconstructie

Kolommen worden altijd op hoogte en te lood gesteld en waar nodig tijdelijk geschoord. Het stellen van kolommen gebeurt meestal met behulp van bouwbakens, die met een bout aan de vloer zijn bevestigd (afb. 6.1). Tijdelijke stabiliteitsvoorzieningen zijn eenvoudig te maken met hulpverbanden of met kabels en kabelspanners.

6.1. Afgeschoorde gevelkolommen in het kantoorgebouw van Unidek in Gemert (1994).



6.2. Torsiesteun van randliggers door bijvoorbeeld (a) spieën en (b) een leuning.



Geïntegreerde randliggers en enkelsymmetrische vloerliggers worden tijdens het leggen van de kanaalplaten excentrisch belast. Ervaringen in Zweden, met overspanningen van de platen tot ongeveer 8 m, hebben aangetoond dat torsie zonder problemen kan worden opgenomen. De kanaalplaten verhinderen door hun eigen gewicht dat de onderflens van de ligger horizontaal verplaatst. Het rotatiecentrum van de ligger ligt daarom onder in de doorsnede. Rotatie van de ligger leidt dus tot een horizontale verplaatsing van de bovenflens; een verplaatsing in de richting van de gelegde kanaalplaten. Deze verplaatsing is zonodig te voorkomen door wiggen of spieën aan te brengen in de voeg tussen de bovenflens en de kanaalplaten (afb. 6.2). Op deze wijze wordt ook vermeden dat de rotatie toeneemt door tweede-orde effecten. De spieën kan men weghalen nadat de definitieve verbinding tussen de platen en de ligger tot stand is gebracht. Ongeacht het type ligger treedt dan nog uitsluitend een verticale verplaatsing op.

Wanneer de overspanning van de vloervelden aan weerszijden van een vloerligger ongelijk is, verdient het de voorkeur eerst de kanaalplaten met de kleinste overspanning te leggen.

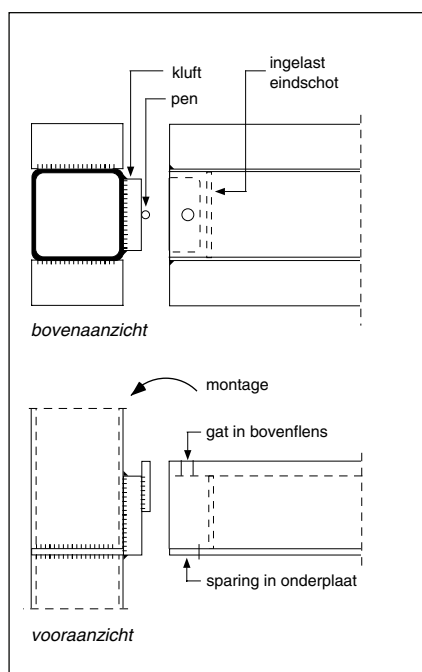
Verbindingen

Elke verbinding moet uiteraard voldoen aan de constructieve eisen die de voorschriften stellen. Een juiste keuze van de verbindingen bevordert een snelle en eenvoudige montage op de bouwplaats. Dit kan worden bereikt door onder meer:

- voldoende stel- en montageruimte voor bijvoorbeeld kraanmanoeuvres en mechanisch gereedschap voor het aandraaien van moeren;
- ruime toleranties met betrekking tot boutgaten, opleglengte en elementlengte van kanaalplaten en liggers;
- scheiding tussen verbindingsmiddelen die belastingen overbrengen en verbindingsmiddelen die uitsluitend de positie tijdens montage waarborgen, zoals een kluft en een borgpen (afb. 6.3);
- zo min mogelijk verbindingen door te kiezen voor grote lengten of grote geprefabriceerde eenheden;
- zo min mogelijk weersgevoelige verbindingen, dus bouten in plaats van lassen op de bouwplaats tenzij dat onevenredig duur wordt.

De staalconstructie moet bij voorkeur zo worden ontworpen dat momentverbindingen worden vermeden en dwarskrachtverbindingen worden toegepast. Gecompliceerde verbindingen – zoals aansluitingen tussen buisprofielen – worden altijd in de werk-

6.3. Kolom-liggerverbinding met kluft, pen en gat in het bedrijfsgebouw Termopol in Monster (1993).



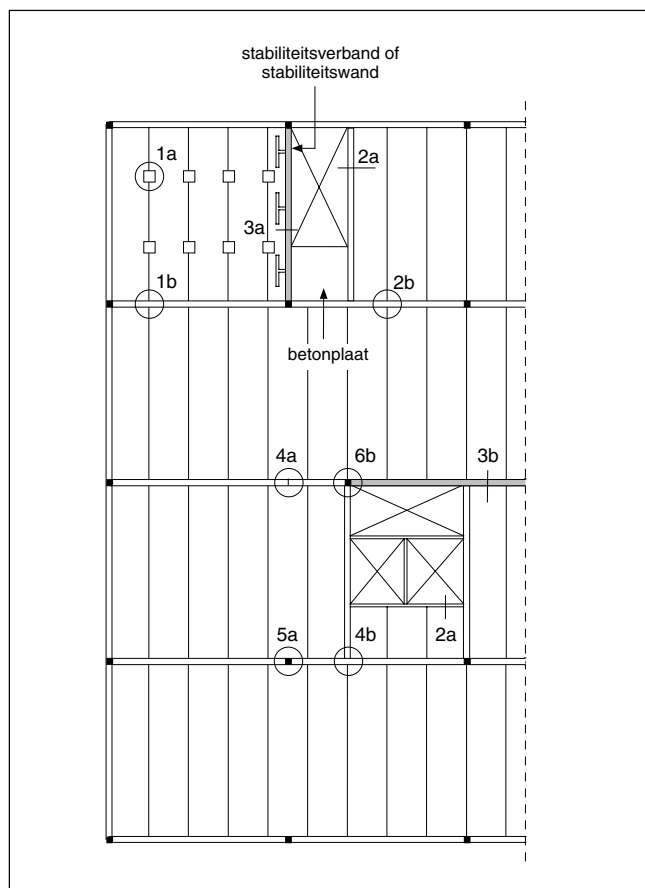
plaats gelast. Bij boutverbindingen in bijvoorbeeld stabiliteitsverbanden kan gatspeling tot ontoelaatbare vervormingen leiden. In dat geval bieden voorspanbouten een oplossing.

Een verbinding tussen twee elementen vervult niet alleen een constructieve, maar vaak ook een bouwkundige functie. Met name in de gevelzone komt dat sterk tot uiting door de complexiteit van bouwkundige en constructieve randvoorwaarden. Bijlage A geeft een aantal principedetails voor verbindingen in de gevelzone. In dit hoofdstuk komen de constructieve verbindingen ter sprake. Het concept van staal-skelet met kanaalplaten heeft zes karakteristieke typen van verbindingen tussen telkens twee elementen (zie ook afb. 6.4):

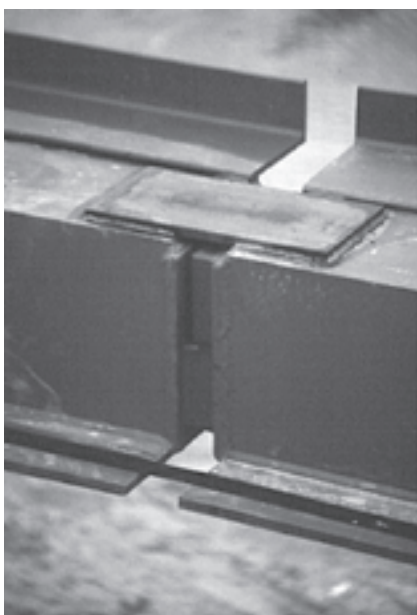
<i>kanaalplaat-kanaalplaat</i>	1a. langsvoeg 1b. kanaalplaat aan weerszijden van een vloerligger
<i>kanaalplaat-vloerligger</i>	2a. kanaalplaat en raveelligger 2b. kanaalplaat en vloerligger
<i>kanaalplaat-stabiliteitswand</i>	3a. langsvoeg 3b. kopvoeg
<i>vloerligger-vloerligger</i>	4a. doorkoppeling of stuik 4b. raveling
<i>vloerligger-kolom</i>	5a. ingehangen ligger tussen doorgaande kolommen 5b. doorgaande ligger over onderbroken kolommen
<i>kolom-kolom of kolom-stabiliteitselement</i>	6a. stapeling of stuik tussen twee kolommen 6b. kolomverbinding met stabiliteitselementen

De afbeeldingen 6.5 tot 6.7 tonen enkele voorbeelden van recentelijk uitgevoerde verbindingen. In bijlage B is voor elk type verbinding een aantal praktische details uitgewerkt, zonder te streven naar volledigheid. Volledigheid is ook niet mogelijk wegens het grote aantal denkbare variaties. De gegeven principedetails laten zien welke oplossingen zoal mogelijk zijn en bieden voldoende houvast om ook in andere gevallen tot bruikbare details te komen. Een aantal specifieke details is geheel of gedeeltelijk ontleend aan bestaande literatuur en aan brochures van fabrikanten [6, 22-26].

6.4. Referentieplattegrond met daarin
aangegeven een aantal typen
verbindingen.



6.6. Verbinding tussen twee vloerliggers
(type 4a) in bedrijfsgebouw Nolte/EMI
in Eindhoven (1991). De opgelaste plaat
zorgt voor voldoende torsiestijfheid.



6.5. Schuifvaste
verbinding tussen
kanaalplaten en
een vloerligger
(type 2b) in
drukkerij Wouda
in Katwijk (1992).

Na het aan-
brengen van de
schuifwapening
wordt de sparring
met beton gevuld.



6.7. Verbinding
tussen vloerligger
en kolom (type 5b)
in het kantoorge-
bouw van Unidek
in Gemert (1994).



De keuze van de profieldoorsnede van liggers en kolommen hangt vaak nauw samen met de beoogde oplossing voor de brandwerendheid. De keuze van de profieldoorsnede heeft ook invloed op het verbindingdetail. Daarom is in de groep van verbindingen tussen vloerliggers en kolommen (groep 5) een aantal varianten uitgewerkt voor verschillende profielen. Voor de liggers zijn dat hoedprofielen en enkel-symmetrische I-profielen en voor de kolommen breedflensprofielen en ronde of vierkante buizen.

Lassen in het werk

Een aantal verbindingen in de constructie is efficiënt uit te voeren door op de bouwplaats te lassen. Een voorbeeld is het aan elkaar lassen van geprefabriceerde betonnen wandelementen die voor de stabiliteit zorgen (afb. 6.8). Maar ook kolomstukken en verbindingen van stalen kolommen met doorgaand uitgevoerde, geïntegreerde liggers lenen zich voor lassen op de bouwplaats (afb. 6.9). Kenmerkend bij kolom- en liggerverbindingen is steeds dat de lasverbindingen alleen nodig zijn voor de maat- en plaatsvastheid en zelf geen krachten hoeven over te brengen. Lassen op de bouwplaats bespaart in de genoemde gevallen op laskosten en lasmateriaal. Een voorbeeld. Om twee kolommen met bouten te verbinden, moeten in de werkplaats twee kopplaten worden aangelast met lassen langs de gehele omtrek van de kolom. In het werk zijn vier hoeklassen voldoende, elk over een lengte van 20 mm.

Om te profiteren van lassen op het werk, is het nodig vooraf de juiste maatregelen te nemen. Zo moeten de kolommen haaks en vlak op lengte zijn en moet de kwaliteit van 'in het werk' lassen in het bestek zijn gespecificeerd. Het maken van zuiver haakse en gladde kolomeinden is met het huidige machinepark geen probleem. De te bereiken nauwkeurigheid is zo groot dat kopplaten in principe niet nodig zijn voor het op hoogte stellen van kolommen. Voor wat betreft de besteksomschrijving wordt verwezen naar het minimale kwaliteitsniveau zoals aangegeven in [27].

Kanaalplaten

Kanaalplaten kunnen bij aflevering op het werk direct op de definitieve ondersteuning worden gelegd. De opleglengte van de platen bedraagt ten minste 70 mm bij een oplegging op een staalprofiel. Het is overigens gebruikelijk de platen over de volle breedte vrij op te leggen op een drukverdelend materiaal, zoals bouwvilt of rubber. De strookbreedte van het oplegmateriaal bedraagt minimaal 40 mm en de dikte minimaal 3 mm.

6.8. Geprefabriceerde stabiliteitswanden van beton in het werk aan elkaar gelast.



6.9. Verdieping-hoge stalen kolom in het werk gesteld en gelast aan een ligger.



Om vervuiling van de voeg te voorkomen, moeten de langsvoeegen zo snel mogelijk na het dichtleggen van een bouwlaag worden gevuld met beton (korrelafmeting van het toeslagmateriaal kleiner dan 8 mm) of met een zand-cementmortel in de sterkteklasse B15 (zand-cement verhouding 3:1). De zetmaat van de voegspecie ligt bij voorkeur tussen 100 en 150 mm (consistentiegebied 3, plastisch).

De voegen tussen de kanaalplaten hebben een constructieve functie en moeten daarom volledig worden volgezet en verdicht door porren of trillen. Dit moet ook gebeuren in het geval op de vloer nog een druklaag wordt aangebracht. Nadat de voegmortel is verhard, mag men al in het montagestadium op schijfwerking van de vloer rekenen.

6.2 Bouwtijd

De tijd tussen de gunning van het werk en de oplevering van de draagconstructie is een kritiek onderdeel in de totale bouwtijd. Voor een staalskelet met kanaalplaatvloeren valt deze periode uiteen in levertijd en montagetijd.

De *levertijd* van zowel de staalconstructie als van de kanaalplaten hangt af van de vraag en de beschikbare productiecapaciteit op het moment van bestellen. In een ontspannen markt bedraagt de levertijd voor beide ongeveer zes weken. Door het staalconstructiebedrijf of de vloerenleverancier tijdig in de voorbereiding te betrekken, zijn kortere levertijden mogelijk. Dit is vooral van belang voor geïntegreerde liggers waarvan de basisprofielen niet uit handelsvoorraad leverbaar zijn. Dergelijke profielen moeten speciaal worden gewalst, met doorgaans een minimale afname van 40 ton en een leveringstermijn van drie maanden.

De *montage* van de staalconstructie, het leggen van de kanaalplaten en het vullen van voegen en ankersparingen liggen op het kritieke pad van het ruwbouwproces. Voor de montagetijd is geen vaste norm te geven. Bij een goede logistiek is de montagetijd kort in verhouding tot de doorlooptijden van de afbouw. De bepalende factor is de inzet van het aantal kranen en het aantal noodzakelijke montageploegen. Globaal mag men rekenen op een voortgang van 200 m² vloer per dag bij inzet van één kraan met één montageploeg, met een maximum van één bouwlaag per dag. Een meer nauwkeurige raming van de montagetijd is mogelijk met de hierna gegeven richttijden voor de afzonderlijke activiteiten.

Richttijden montage

Wanneer een bouwlaag voldoende groot is, is het mogelijk met twee kranen tegelijk te monteren: één kraan voor de montage van de staalconstructie en één voor het leggen van de kanaalplaten. Een montageploeg voor de staalconstructie bestaat naast de kraanbestuurder uit één kraanhulp en twee monteurs. Voor het leggen van de kanaalplaten zijn eveneens drie personen nodig: één kraanhulp voor het aanslaan van de last en twee werklieden voor het positioneren van de elementen.

Voor het monteren van de staalconstructie volstaat in het algemeen een 30-tons kraan; stalen kolommen en liggers met een normale transportlengte van maximaal 14 m wegen doorgaans niet meer dan 1 ton. Indien er met slechts één kraan wordt gemonteerd, hangt de noodzakelijke kraancapaciteit af van het gewicht van de zwaarste kanaalplaat en van de kraanvlucht.

kanaalplaat		lading			kraan		
dikte	lengte	gewicht	aantal	aantal	capaciteit	lostijd	snellheid
[m]	[m]	[ton]	platen	m ²	[ton]	[uur]	[m ² /uur]
0,15	5,4	1,7	16	104,0	30	2,0	52,0
0,20	7,2	2,6	10	86,4	50	1,5	57,6
0,26	9,6	4,5	6	69,0	70	1,2	57,5
0,32	12,5	6,7	4	60,0	90	1,0	60,0
0,40	16,0	9,6	3	57,6	120	1,0	57,6

6.10. Genormaliseerde kraancapaciteit en lostijden per vracht van ongeveer 27 ton kanaalplaten.

*De lostijd is berekend op:
15 minuten per vracht + 5 minuten per plaat + 1 minuut per ton lading.*

Voor genormaliseerde afmetingen van kanaalplaten geeft tabel 6.10 de noodzakelijke kraancapaciteit, alsmede het aantal m² kanaalplaat per aangevoerde vracht en de lostijd. Daarbij zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- de lostijd is inclusief het aanbrengen van afdichtingen in de kanalen;
- de montage geschiedt vanaf de vrachtwagen met een eigen vaste kraan met een vlucht van 22 m.

Uit tabel 6.10 blijkt dat een montageploeg ongeveer 57,5 m² kanaalplaat per uur legt, ongeacht het vloertype; dit komt overeen met 460 m² vloer per dag. Rekening houdend met aan- en afloop, rust, persoonlijke verzorging en onregelmatige handelingen ligt de werkelijke productiviteit op ongeveer 50 m²/uur. De arbeidsnorm voor het lossen en leggen bedraagt daarmee $3/50 = 0,06$ mu/m² (mu = manuren).

Een montageploeg voor de staalconstructie haalt onder normale omstandigheden een dagproductie van 8-10 ton. Bij een gemiddeld staalverbruik van 25 kg/m² betekent dat een productiviteit van 320-400 m² per dag. Voor de kraaninzet bij de montage moet daarom globaal worden gerekend op 0,02-0,025 ku/m² (ku = kraanuren). Een nog betere raming van de montagetijd is mogelijk op basis van het aantal hijsbewegingen. Voor het plaatsen en stellen van afzonderlijke elementen zoals kolommen, liggers en windverbanden kan men uitgaan van 0,6 mu per stuk bij eenvoudige tot 0,8 mu per stuk bij meer bewerkelijke verbindingen. Voor het tijdelijk stabiliseren van de kolommen – dat betekent het aanbrengen en het verwijderen van schoren of tuien – moet men rekenen op 0,3 mu per stuk.

6.11. Richttijden voor aanvullende werkzaamheden (mu = manuur; ku = kraanuur).

werkzaamheid	eenheid	norm
kolommen ondersabelen	stuk	0,25 mu
stabiliteitselementen monteren	stuk	2,5 mu + 0,5 ku
leuning monteren en demonteren	m ¹	0,1 mu
koppelwapening aanbrengen	m ¹	0,1 mu
ankerstekken monteren	stuk	0,03 mu
naden aanstorten en verdichten	m ³	4 mu + 1 ku
	m ¹	0,02 mu
gepuntlaste wapeningnetten aanbrengen	m ³	0,05 mu
	ton	0,08 ku
druklaag storten	m ³	0,5 mu + 0,17 ku
zand-cementvloer leggen	m ³	1,2 mu
	m ²	0,08 mu (ploeg van 2 man)
anhydriet-vloer gieten	m ³	0,3 mu
	m ²	0,03 mu (ploeg van 3 man)

Richttijden aanvullende werkzaamheden

De aanvullende werkzaamheden betreffen voornamelijk de inzet van personeel en incidentele hijscapaciteit voor de aanvoer van materieel en bouwstoffen. De norm voor menselijke arbeid wordt uitgedrukt in manuren en die voor hijstransport in kraanuren per eenheid van onderdeel. Tabel 6.11 geeft een overzicht van aan de praktijk ontleende richttijden.

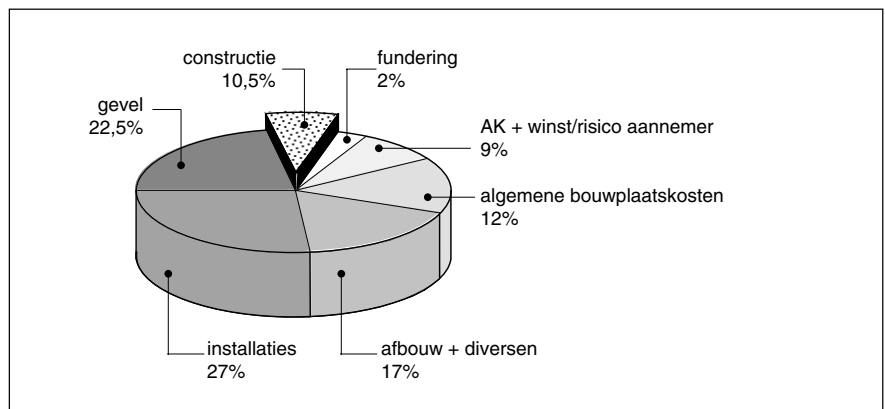
6.3 Kostenraming

De bouwkosten bestaan uit directe kosten voor de verschillende bouwdelen en indirecte kosten voor onder meer de inrichting en het beheer van de bouwplaats, het projectmanagement, risicodekking en winst (afb. 6.12). De directe kosten zijn het totaal van materiaal- en uitvoeringskosten; beide zijn conjunctuurgevoelig. De hier gegeven kosten en kengetallen zijn slechts een momentopname, maar wel bruikbaar als hulpmiddel om kostenbewust te ontwerpen.

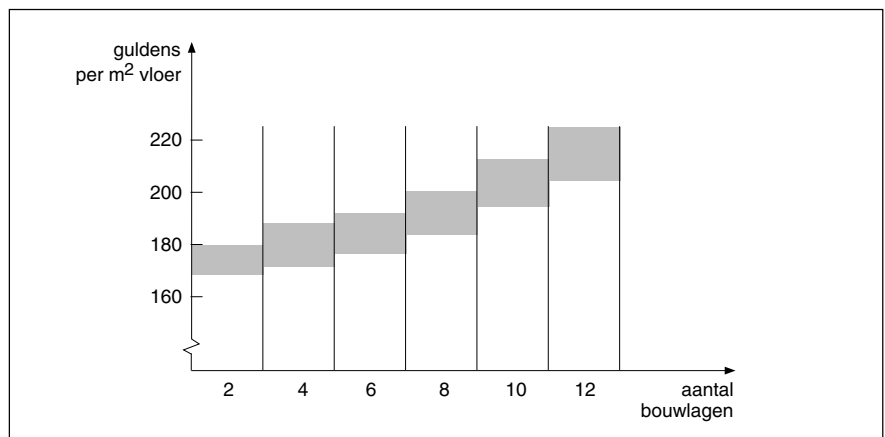
Een ruwe indicatie voor de kosten van de totale constructie staat in afbeelding 6.13. De spreiding in de kosten is ten dele toe te schrijven aan de vloerconstructie: grote kolomvrije overspanningen zijn iets duurder.

De materiaalkosten bestaan voor het overgrote deel uit de aankoop en levering van kanaalplaten en onderdelen van de staalconstructie, met inbegrip van verbindingsmiddelen als bouten en ankers. Bouwstoffen en bouwmaterialen voor eventuele betonnen wanden, voegvulling, een (gewapende) druklaag of afwerkvloer en brandwerende voorzieningen completeren de staat van hoeveelheden en maken de raming van de kosten compleet.

6.12. Indicatie voor de kostenopbouw van een medium-budget kantoorgebouw.



6.13. Kosten van de hoofddraagconstructie volgens Stichting FCN (1992).



Directe kosten vloerconstructie

De materiaalprijzen voor kanaalplaten uit tabel 6.14 dienen als uitgangspunt voor een kostenraming van de vloerconstructie. De prijzen zijn gebaseerd op een lading van ongeveer 27 ton, geleverd franco werk, met een transportafstand van ten hoogste 100 km.

Op de genormaliseerde prijzen moeten, in voorkomende gevallen, toeslagen en kortingen in rekening worden gebracht volgens tabel 6.15.

Het is gebruikelijk het arbeidsloon per eenheid materiaal te berekenen en de kosten voor het materieel en de organisatie over de gehele bouwtijd. In de ontwerpfase is het interessant de totale kosten per eenheid materiaal te kennen. Daartoe zijn in tabel 6.16 de uitvoeringskosten genormaliseerd, gebruikmakend van de los- en legtijden uit tabel 6.10.

kanaalplaat		vracht	kosten per vracht [f]				norm
dikte [m]	lengte [m]	totaal [m ²]	aantal platen	leveren platen ^(a)	oplegstrip ^(b)	kanaalafdichting ^(c)	[f/m ²]
0,15	5,4	104,0	16	4680,00	48,00	76,80	46,20
0,20	7,2	86,4	10	4234,00	30,00	38,40	49,80
0,26	9,6	69,0	6	4223,00	18,00	24,00	61,81
0,32	12,5	60,0	4	4500,00	12,00	28,80	75,68
0,40	16,0	57,6	3	4838,00	9,00	21,60	84,52

6.14. Genormaliseerde materiaalprijzen voor kanaalplaten en toebehoren (prijspeil 1993).

- a. Inclusief ontwateringsgaatjes, hoek-, deuvel-, sleuf- en hamerkop-sparingen; maximaal één pasplaat op 20 standaard platen (5%), haaks afgekort, 60 minuten brandwerend, lostijd maximaal 1,5 uur.
- b. Rubber oplegstrip 3x40 mm², lengten van 10 m, f 1,25 per m.
- c. Kanaalafdichting aan weerszijden met steenwolproppen of kunststof deksels; prijzen en aantal kanalen variëren per producent.

6.15. Toeslagen en kortingen [f] op materiaalprijzen in tabel 6.15 (prijspeil 1993).

omschrijving	eenheid	toeslag (+) of korting (-)
geen pasplaten nodig	m ²	- 1,00
meer dan 5% pasplaten	m ²	+ 0,50
afgeschuinde plaaieinden	zaagsnede	+ 50,00
rechthoekige plaatsparingen	stuk	+ 9,00 tot 35,00
extra brandwerendheid door verhoogde betondekking	m ²	+ 1,25 (90 min. brandwerend) + 2,50 (120 min. brandwerend)
overschrijding maximale lostijd	uur	+ 75,00

plaatdikte [m]	arbeidsloon ^(a) [f/uur]	klemhuur ^(b) [f/uur]	kraanhuur ^(c) [f/uur]	lostoeslag ^(d) [f/uur]	legnorm [m ² /uur]	kosten [f/m ²]
0,15	186,00	18,00	150,00	19,00	47,00	7,94
0,20	186,00	18,00	200,00	nihil	52,00	7,77
0,26	186,00	18,00	275,00	nihil	52,00	9,21
0,32	186,00	18,00	350,00	nihil	54,00	10,26
0,40	186,00	18,00	500,00	nihil	52,00	13,54

6.16. Genormaliseerde kosten voor lossen en leggen van kanaalplaten per uur en per m² (prijspeil 1993).

- a. Gemiddeld bouwplaatsuurloon incl. reiskostenopslag voor 3 werklieden à f 46 per uur + organisatietoelage voor 1 uitvoerder à f 48 per uur.
- b. De verrekking van klemhuur verschilt per leverancier; er is een gemiddelde aangehouden van f 44 per dag en f 0,60 per m².
- c. Huurtarieven voor autokranen (prijspeil 1993).
- d. Toeslag voor de overschrijding van de maximale lostijd à f 75 per uur, gedeeld door de totale lostijd.

6.17. Genormaliseerde kosten voor het aanstorten en verdichten van naden en randen van kanaalplaten (prijspeil 1993).

plaatdikte [m]	kelkvoeg [litr/m ²]	plaatrand [litr/m ²]	materiaal [f/m ²]	arbeid [f/m ²]	materieel [f/m ²]	kosten [f/m ²]
0,15	3,10	2,80	1,18	2,21	0,89	4,28
0,20	4,50	2,80	1,46	2,38	1,46	5,30
0,26	6,25	2,70	1,79	2,62	2,46	6,87
0,32	8,00	2,60	2,12	2,89	3,71	8,72
0,40	10,40	2,50	2,58	3,36	6,45	12,39

6.18. Genormaliseerde totale ontwerp-kosten voor kanaalplaten gelegd en gevoegd (prijspeil 1993).

plaatdikte [m]	leveren [f/m ²]	leggen [f/m ²]	voegen [f/m ²]	totaal [f/m ²]
0,15	46,20	7,94	4,28	58,42
0,20	49,80	7,77	5,30	62,87
0,26	61,81	9,21	6,87	77,89
0,32	75,68	10,26	8,72	94,66
0,40	84,52	13,54	12,39	110,45

Op basis van de genormaliseerde vrachten volgens tabel 6.10 zijn de kosten voor het aanstorten van naden en randen bepaald (tabel 6.17) en de totale ontwerp-kosten per m² kanaalplaatvloer (tabel 6.18). Een vulling van geïntegreerde liggers met beton is in deze tabellen buiten beschouwing gelaten.

Directe kosten staalconstructie

De fabricage en toelevering van de staalconstructie is doorgaans in handen van een staalconstructiebedrijf, waar het fabricageproces is ingericht op flexibele productie van kleine series. Om deze reden kunnen geen eenduidige eenheidsprijzen worden gepresenteerd voor de staalconstructie.

Kengetallen voor de fabricage worden uitgedrukt in werkplaatsuren per ton en de uiteindelijke prijsvorming in guldens per ton. Met name de werkplaatsuren hangen sterk af van de seriegrootte en de bewerkelijkheid per element. De materiaalkosten van de staalconstructie zijn opgebouwd uit kosten voor de werkplaatstekeningen, inkoop van materiaal, bewerkingen, intern transport, eventueel conservering en transport naar de bouwplaats. Daar boven op tenslotte komen de algemene kosten, risico en winst.

Globaal gezien kan men uitgaan van een raming voor de staalconstructie van f 2500 per ton franco werk, exclusief eventuele kosten voor conservering in de werkplaats. Bij een gemiddeld staalverbruik van 25 kg/m² betekent dat een kostprijs van f 62,50 per m² vloeroppervlak. Voor de montage moet worden gerekend op een prijs van f 7,50 per m².

Het inkoopniveau per ton en de werkplaatsuren per stuk liggen voor liggers ten hoogste in dezelfde orde van grootte dan die voor kolommen. Omdat liggers zowel per strekkende meter als per stuk veel zwaarder zijn dan kolommen, ligt de prijs per ton van liggers meestal lager. De leveringsprijs van liggers, al dan niet geïntegreerd uitgevoerd, beweegt zich tussen f 1600 en f 2500 per ton. Voor kolommen ligt de leveringsprijs tussen f 2000 en f 4000 per ton.

6.19. Tarieven voor afschrijving en huur [f] (prijsspeil 1993).

omschrijving	eenheid	tarief
huur autokraan (incl. bestuurder)	–	zie tabel 6.16
huur rupskraan (excl. machinist)	–	30-50% lager dan autokraan
eenmalig aan- en afvoerkosten rupskraan	werk	4.500,00
afschrijving schoren/stempels	week/stuk	2,20
afschrijving veiligheidsleuning	m	2,00
afschrijving/huur kubel 750 liter, kantelbaar	week	40,00
afschrijving/huur montagecontainer	week	250,00
afschrijving/huur materieelcontainer	week	125,00

Tarieven tijdelijke voorzieningen en materieel

Montageploegen maken in de praktijk meestal kosteloos gebruik van de algemene voorzieningen en de aansluitingen op de bouwplaats. Daarnaast wordt speciaal voor de montage van de constructie eigen materieel ingezet en afgeschreven; mobiele kranen en specifiek hijsgereedschap worden gehuurd. Tabel 6.19 geeft een overzicht van een aantal tarieven voor afschrijving en huur.

Bijkomende kosten brandwerende voorzieningen

Het uitwendig beschermen van een staalconstructie tegen brand geschiedt in onderaanneming. Op basis van offertes van applicatiebedrijven geven de tabellen 6.20 en 6.21 eenheidsprijzen voor verschillende bekledingen.

Voor geïntegreerde liggers, die meestal niet in het zicht blijven, en voor verbindingen tussen kolommen en liggers is een spuitpleister een goed en economisch alternatief voor een bekleding met een plaatmateriaal. Een opschuimende coating (brandwerende verf) is weliswaar erg kostbaar, maar kan concurrerend zijn voor bouwkundig geïntegreerde elementen, waar het te beschermen oppervlak en de benodigde laagdikte gering zijn.

6.20. Eenheidsprijzen van brandwerende bekleding met plaatmaterialen (prijsspeil 1993).

plaatmateriaal		materiaal [f/m ³]	verwerken [f/m ²]	aanbrengen [f/m]
gipsvezel	4-zijdig	1200,00	30,00	12,00
vermiculite	3-zijdig	1000,00	25,00	5,00
vermiculite	4-zijdig	1000,00	40,00	15,00
silicaat	3-zijdig	2000,00	30,00	5,00
silicaat	4-zijdig	2000,00	35,00	10,00
steenwol	1-zijdig ^(a)	1400,00	20,00	5,00
steenwol	3-zijdig ^(b)	1400,00	22,00	5,00

a. Vlakke platen met twee aangeliijde opstanden voor geïntegreerde liggers, bevestigd met klenschotels op lasstiften.

b. Vlakke platen op klossen voor walsprofielen, geliijmd en geniet.

6.21. Eenheidsprijzen van profielvolgende pleisters en opschuimende coatings (prijsspeil 1993).

materiaal	laagdikte [mm]	materiaal en verwerken	aanbrengen [f/m ²]
spuitpleister minerale vezel	5-15	2000,00 f/m ³	10,00
vermiculite spuitpleister	5-15	2500,00 f/m ³	13,50
opschuimende coating	0,5-1,0	80,00 f/liter	15,00

6.22. Buiskolom in het kantoor van HTM Infrastructuur in Den Haag (1993). Voor een gat onder in de kolom is tijdelijk een hulpstuk geklemd, waar de slang van de betonpomp op aansluit. (foto: Voorbij Beton, Wilnis).



6.23. Kosten voor het vullen van buiskolommen (prijspeil 1993).

vulling	materiaal- en loonkosten [f/m^3]	materieel- en loonkosten [$f/stuk$]
mortel (Spramex)	$300 + 28 = 328,00$	–
betonmortel (centrale) ^(a)	$160 + 50 = 210,00$	$70 + 46 = 116,00$
wapening 2% (korf)	350,00	$33 + 23 = 56,00$

a. Gestort per bouwlaag met stortkoker, kubel en 50-tons kraan; ploeg van 3 werklieden, 3 kolommen per uur.

Stalen buiskolommen kunnen ook tegen brand worden beschermd door een vulling met beton, al of niet gewapend. De buizen kan men van onderaf volpompen met een plastische mortel via een klemnippel door een gat in de buiswand (afb. 6.22). De kolommen mogen daarbij over meerdere bouwlagen doorlopen, afhankelijk van de capaciteit van de pompinstallatie. Een andere mogelijkheid is om de buiskolommen van bovenaf vol te storten met een kubel en een storttrechter. De kosten voor beide alternatieven staan in tabel 6.23.

Bijkomende kosten vloerconstructie

De keuze van de vloerconstructie beïnvloedt de kosten zowel direct als indirect. De kosten voor het egaliseren van de kanaalplaatvloer bijvoorbeeld hangen af van de gemiddelde laagdikte en van de werkmethode. Een gestorte druklaag van 50-100 mm wordt veelal in één arbeidsgang gevlinderd. De gemiddelde dikte van een anhydriet-vloer of een cementdekvloer is afhankelijk van de toegepaste kanaalplaat in relatie tot de gekozen overspanning (zie hoofdstuk 7). Tabel 6.24 geeft een overzicht van deze kosten.

6.24. Kosten voor vloerafwerking in onderaanneming (prijspeil 1993).

vloerafwerking	materiaal- en verwerkingskosten [f/m^3]	afwerking oppervlakte [f/m^2]
druklaag beton ^(a)	$160 + 23 = 183,00$	9,00
bouwstaalnet (25 kg/m ³)	32,00	2,30
zandcement dekvloer ^(b)	$145 + 75 = 220,00$	5,00
anhydrietvloer	$260 + 15 = 275,00$	1,50

a. Beton van centrale gestort met kraan en kubel, vervolgens gevlinderd.

b. Verhoogd uurtarief wegens hoog ziekteverzuim.

6.4 Kostenbewust ontwerpen

De adviseur voor de bouwconstructie bepaalt niet alleen door de constructieve opzet de kosten van de constructie. Ook de formulering van het bestek draagt hieraan bij en is een even simpele als doeltreffende manier om de kosten te beheersen. Nog al te vaak worden bestekseisen niet serieus overwogen, maar klakkeloos overgenomen van eerder uitgevoerde werken. De kans is dan groot dat bijvoorbeeld een onnodige of een onnodig dure conservering wordt voorgeschreven, terwijl in het binnenklimaat van een kantoorgebouw geen gevaar bestaat voor corrosie. Geïntegreerde liggers worden voor het grootste deel opgenomen in de betonvloer. Stalen kolommen zijn vaak bouwkundig geïntegreerd in het binnen-spouwblad van de gevel of afgewerkt met een (brandwerende) bekleding.

Eisen met betrekking tot de oppervlaktebehandeling kunnen daarom beperkt blijven tot delen van de staalconstructie waar een zekere aanhechting voor verven of lijmen nodig is of waar de constructie (bewust) in het zicht blijft. In dat geval heeft het uitvoerende staalconstructiebedrijf de mogelijkheid om onbehandeld staal te gebruiken of om voorbehandeld staal in te kopen, zodat de extra arbeidsgang van stralen en conserveren na fabricage wordt uitgespaard.

Een tweede aspect is de keuze van de staalsoort. Toepassing van hoge-sterkte staalsoorten voor onderdelen waarvan de sterkte maatgevend is, leidt tot geringere materiaaldikten en tot een reductie van het gewicht. Verhoging van de basisprijs per ton staal wordt dan vaak ruimschoots gecompenseerd.

Een derde aspect is het ontwerp van de stabiliteitsvoorzieningen. Het is gebruikelijk om stalen verbanden aan het zicht te onttrekken door een aparte voorzetwand. Een alternatief daarvoor is bijvoorbeeld om de stabiliteit te laten verzorgen door geprefabriceerde wandelementen, die zowel onderling als aan het staalskelet worden gelast. De kosten van een betonnen stabiliteitswand liggen in de orde grootte van f 250 per m² [28], waarbij in de afbouw een besparing kan ontstaan.

Een laatste, minder voor de hand liggend 'instrument' om kosten te besparen, is het honorarium van de adviseur. Een honorering op basis van het aantal tonnen staal – en dus evenredig aan het materiaalverbruik – vormt slechts zelden de inspiratie voor creatieve oplossingen. Oplossingen die, los van het materiaalverbruik, de totale bouwsom als uitgangspunt hebben.

7 Uitgangspunten voor de dimensionering

De berekening van de constructie geschiedt geheel conform NEN 6702 (TGB 1990. Belastingen en vervormingen) [29]. Dit betekent dat voor kantoren de constructie op drie verschillende criteria, met verschillende belastingfactoren g , moet worden beoordeeld.

- *Veiligheid onder normale belastingcombinaties.* Er geldt dat $\gamma = 1,2$ voor permanente belasting en $\gamma = 1,5$ voor veranderlijke belasting. Voor de belastingverdeling wordt uitgegaan van één willekeurig vloerveld extreem belast en een momentane en een permanente belasting op de overige vloervelden, dan wel een extreme windbelasting op het gebouw en een momentane en een permanente belasting op alle vloervelden.
- *Veiligheid onder bijzondere belastingcombinaties.* Brand is bijvoorbeeld zo'n bijzonder geval; er geldt dat $\gamma = 1,0$. Voor de windbelasting moet 20% van de extreme waarde worden aangehouden en voor de belasting op de vloeren de momentane en de permanente belasting.
- *Bruikbaarheid onder normale belastingcombinaties.* Het doel hiervan is het beperken van de vervormingen; er geldt dat $\gamma = 1,0$. Voor de belastingverdeling wordt eveneens uitgegaan van één willekeurig vloerveld extreem belast en een momentane en een permanente belasting op de overige vloervelden, dan wel een extreme windbelasting op het gebouw en een momentane en een permanente belasting op alle vloervelden.

De momentane belasting is het deel van de veranderlijke belasting, dat gemiddeld altijd aanwezig is. Voor kantoren is dat volgens NEN 6702 de helft van de veranderlijke belasting. Daarom moeten alle vloeren in een kantoorgebouw worden berekend op de totale permanente belasting (het gewicht van de constructiedelen, afbouw- delen en installaties) plus 50% van de veranderlijke belasting (personen en inventaris, inclusief verplaatsbare scheidingswanden). Daarnaast moet bij het beoordelen van onderdelen van de constructie de resterende 50% van de veranderlijke vloerbelasting op het meest ongunstige vloerveld in rekening worden gebracht.

NEN 6702 hanteert het begrip vloerveld als volgt, afhankelijk van het beschouwde constructiedeel:

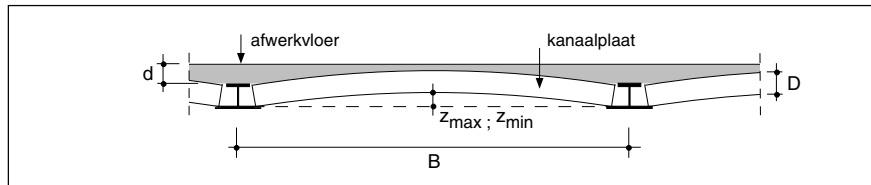
- een willekeurige verdieping, wanneer het gaat om de globale dimensionering van kolommen en funderingen;
- een willekeurig aantal (meestal één of twee) naast elkaar gelegen vloerstroken, wanneer het gaat om de lokale dimensionering van vloeren, liggers en opleggingen.

Een en ander betekent dat voor de berekening van een staalskelet met kanaalplaatvloeren zes belastingcomponenten zijn te onderscheiden.

7.1. Gewichten van kanaalplaten.

type	1	2	3	4	5
dikte (mm)	150	200	260	320	400
gewicht, incl. voegvulling (kN/m ²)	2,6	3,0	3,9	4,5	5,0

7.2. De maximale zeeg van de kanaalplaat bepaalt de dikte van de afwerkvloer.



Gewicht van de kanaalplaten

Het eigen gewicht van de kanaalplaten, inclusief de voegvulling, is weergegeven in tabel 7.1 (zie ook paragraaf 1.3).

Gewicht afwerkvloer

Vanwege de excentrische voorspanning bezitten kanaalplaten altijd een zeeg. De in het bestek voorgeschreven of nominale dikte d van de afwerkvloer ter plaatse van de opleggingen moet minimaal gelijk zijn aan de maximale zeeg (afb. 7.2).

Door het aanbrengen van de afwerkvloer vermindert de zeeg enigszins. Daarom is het veilig om voor het gewicht van de afwerking uit te gaan van een minimale zeeg. De dikte kan worden bepaald uit:

$$d \geq z_{\max} + \text{ca. } 5 \text{ mm} \quad (7.1)$$

$$z_{\max} = \frac{B^2}{9000D} \quad (7.2)$$

Hierin is B de overspanning en D de dikte van de kanaalplaat, beide in millimeters. De minimale zeeg $z_{\min}$ tijdens het aanbrengen van de afwerkvloer kan worden gesteld op 50% van $z_{\max}$. De gemiddelde dikte d_{gem} van de afwerkvloer bedraagt dan:

$$d_{\text{gem}} = d - \frac{2}{3}z_{\min} = d - \frac{1}{3}z_{\max} \quad (7.3)$$

Hiermee is het gewicht van de afwerkvloer te berekenen, uitgaande van een soortelijk gewicht van 20 kN/m³ (tabel 7.3).

7.3. Gewichten van afwerkvloeren.

kanaalplaat		afwerkvloer		
overspanning	dikte	nominale dikte	gemiddelde dikte	gewicht
B (m)	D (mm)	d (mm)	d_{gem} (mm)	(kN/m ²)
7,2	200	35	25	0,50
8,0	200	40	28	0,56
9,0	260	40	29	0,57
10,8	270	50	34	0,68
12,6	320	60	42	0,84

Een afwerkvloer van voldoende dikte in constructief beton ($d \geq z_{\min} + 50 \text{ mm}$), voorzien van wapeningsnetten, kan dienst doen als druklaag. Voor een afschotlaag op het dak kan hetzelfde gewicht worden aangehouden als voor de afwerkvloer op de verdiepingen.

Gewicht gevel

Om de aanpasbaarheid van het gebouw te vergroten, is het zinvol te rekenen met een zware gevel als standaardbelasting voor liggers en kolommen in de gevel (zie ook hoofdstuk 1 en 2). Deze keuze beïnvloedt nauwelijks de dimensionering van de constructie; voor vloerdragende liggers en kolommen maakt de belasting van de gevel slechts een klein deel uit van de totale ontwerpbelasting.

Uitgegaan wordt van een gevel met een buitenblad en met een binnenblad, gescheiden door een isolatie, met of zonder luchtsponw, en met 40% raamoppervlak met een thermische beglazing. Het ontwerpgewicht van een zware gevel bedraagt 2,5 kN/m². Dit is bijvoorbeeld het geval bij een buitenblad van 4 cm dikke platen natuursteen of 10 cm dikke platen grindbeton, die aan de staalconstructie hangen. Voor een vliesgevel of een gevel waarvan het buitenblad op de fundering staat, wordt gerekend op een gewicht van 1,25 kN/m².

Rustende verticale belasting

De rustende belasting bestaat voor een verdiepingvloer uit de gewichten van het plafond, de installaties en vloerbedekking. Hiervoor is 0,3 kN/m² aangehouden. Bij toepassing van een holtevloer of van een computervloer moet deze waarde worden verhoogd. In het geval van een computervloer komt echter de afwerkvloer te vervallen. De rustende belasting op het dak bestaat uit de gewichten van het plafond, de installaties en de dakbedekking. Ook hiervoor is 0,3 kN/m² aangehouden, zonnodig verhoogd met 0,5 kN/m² voor een ballastlaag op de dakbedekking (grind of tegels).

Veranderlijke verticale belasting

De veranderlijke belasting op de verdiepingvloeren bestaat uit het gewicht van personen, inrichting en inventaris. NEN 6702 geeft een minimale waarde aan van 2,5 kN/m², vermeerderd met 0,5 kN/m² voor lichte, verplaatsbare scheidingswanden. Nederlandse beleggers en projectontwikkelaars eisen doorgaans een nuttig draagvermogen van 4 kN/m².

Daken moeten worden ontworpen op een sneeuwbelasting van 0,56 kN/m². Windzuiging op het dak kan als belasting voor de constructie buiten beschouwing worden gelaten. Deze belasting is te verwaarlozen ten opzichte van het eigen gewicht van de kanaalplaten.

Veranderlijke horizontale belasting

De horizontale belasting bestaat uit windbelasting en tweede-orde effecten. De windbelasting hangt af van de bouwlocatie, de omgeving, de afmetingen en de vorm van het door wind getroffen deel van het gebouw. Uitgegaan wordt van een bouwlocatie in zone II (vrijwel geheel Nederland voldoet aan de bijbehorende windsterkte) in onbebouwd gebied en een gebouwhoogte H van 7 tot 21 m. De stuwdrukwaarde van de wind p_w bedraagt dan:

$$p_w = 0,65 + 0,023H \text{ kN/m}^2 \quad (7.4)$$

Vanwege de verlaging van de vlaaggevoeligheid van grote gevelvlakken mag de stuwdrukwaarde worden gereduceerd tot 93%. Vervolgens voor winddruk op de gevel nog eens tot 80%, zodat een effectieve winddruk resteert van:

$$p_e = 0,48 + 0,017H \text{ kN/m}^2$$

(7.5)

Voor windzuiging aan de lijzijde van het gebouw moet de helft van de effectieve winddruk in rekening worden gebracht. Voor windwrijving over een vlak met een sterk reliëf ($> 40 \text{ mm}$) moet worden gerekend op 5% van de effectieve winddruk p_e ; over een vlak met een zwak reliëf ($\leq 40 \text{ mm}$) op 2,5% en over een glad oppervlak (bijvoorbeeld een vliesgevel) op 1,25%.

Voor overdruk respectievelijk onderdruk in een gesloten gebouw moet bovendien 37,5% van de effectieve winddruk p_e worden aangehouden. Dit is uiteraard alleen van invloed op onderdelen van een gebouw en niet op de stabiliteitsconstructie van het gehele gebouw.

8 Dimensionering van de kolommen

Het staalskelet met geïntegreerde liggers ontleent zijn stabiliteit aan vakwerken of dichte stabiliteitswanden (geschoord raamwerk). De kolommen spelen derhalve nauwelijks een constructieve rol in de belastingafdracht van horizontale krachten. De vloeren fungeren in het skelet als horizontale steunpunten voor de kolommen. De berekening van kolommen is relatief gecompliceerd: uitsluitend centrisch belaste kolommen komen vrijwel nooit voor. Het meegeleverde programma *Facade* stelt de gebruiker in staat zonder kennis van rekenmethoden of van staalconstructies snel één of meer geschikte stalen gevelkolommen te selecteren voor een bepaald gebouwontwerp. Het programma *Interior* doet hetzelfde voor vrijstaande inpandige kolommen.

De berekening van vrijstaande kolommen verloopt vrijwel identiek aan die van gevelkolommen. Het voornaamste verschil is dat dwarsbelasting door wind afwezig is en dat de vloerbelasting met slechts een geringe excentriciteit aangrijpt. Bovendien draagt een vrijstaande inpandige kolom doorgaans een groter vloerveld. Daarnaast kan het zinvol zijn dergelijke kolommen niet doorgaand uit te voeren, maar per bouwlaag.

Dit betekent dat de dimensionering van de gevelkolommen het meest gecompliceerd is. Daarom richt dit hoofdstuk zich op de berekening van de kolommen in de gevel. Voor inpandige kolommen geldt dezelfde systematiek; de windbelasting en de belasting uit de gevel zijn echter afwezig.

8.1 Krachtsverdeling

Bij het dimensioneren van gevelkolommen in geschoorde raamwerken worden twee fundamentele belastingcombinaties onderscheiden, namelijk:

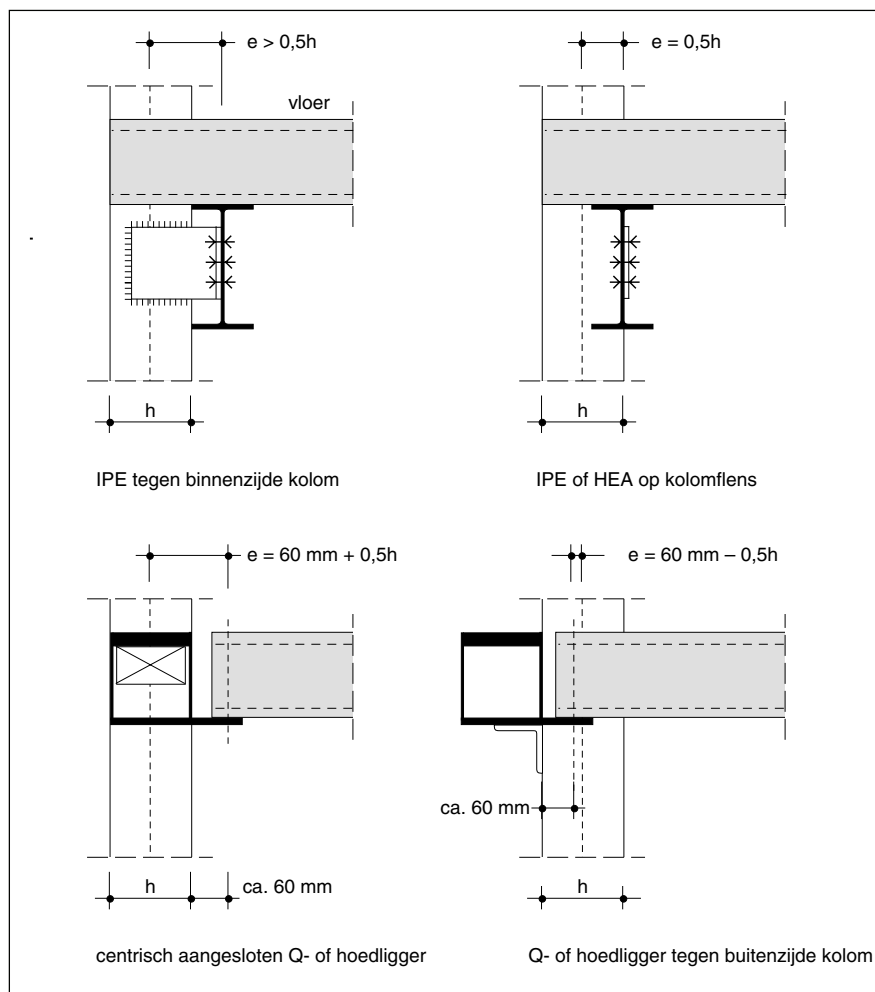
- permanente belasting (vloer en gevel) + momentane vloerbelasting + vloer van één bouwlaag extra belast;
- permanente belasting (vloer en gevel) + momentane vloerbelasting + winddruk op de gevel.

De controle van de kolommen is gericht op sterkte en op stabiliteit. Onder invloed van voornamelijk de vloerbelasting ontstaan bij een excentrische aansluiting van de gevelliggers kop- en voetsmomenten in de kolommen, die met name voor de bovenste bouwlagen een belangrijke rol kunnen spelen.

Zuivere scharnieren komen in een kolomstapeling niet voor, ook al zijn de verbindingen niet momentvast ontworpen. De normaalkracht in een kolom is doorgaans zo groot, dat deze kracht als ‘voorspanning’ werkt. Daarom wordt een kolomstuikverbinding als inklemming behandeld. Dit geldt echter niet voor kolommen op de bovenste bouwlagen, omdat daarin de normaalkracht nog niet voldoende groot is. Het is daarom aan te bevelen de kolommen op de bovenste twee of drie bouwlagen uit één lengte te maken.

Ook de verbinding van de kolommen met de fundering wordt als inklemming

8.1. Excentriciteit van de vloerbelasting hangt af van de verbinding en van de geometrie van kanaalplaten en liggers ten opzichte van de kolom.



beschouwd. De voorwaarde is wel dat de voetplaat goed is ondersabeld, zodat de verbinding zich volledig star gedraagt.

De excentriciteit van de totale verticale belasting ten opzichte van de hartlijn van de kolom hangt af van de excentriciteit van zowel de gevelbelasting als van de vloerbelasting (afb. 8.1).

Voor de twee fundamentele belastingcombinaties worden drie afzonderlijke belastinggevallen onderscheiden, namelijk:

- permanente en momentane belasting (vloer en gevel) op alle bouwlagen, uitgedrukt in normaalkrachten F_0 en momenten M_0 ;
- extreme vloerbelasting minus de momentane waarde op één (willekeurige) bouwlaag, uitgedrukt in normaalkrachten F_1 en momenten M_1 ;
- windbelasting op de gevel, uitgedrukt in momenten M_2 .

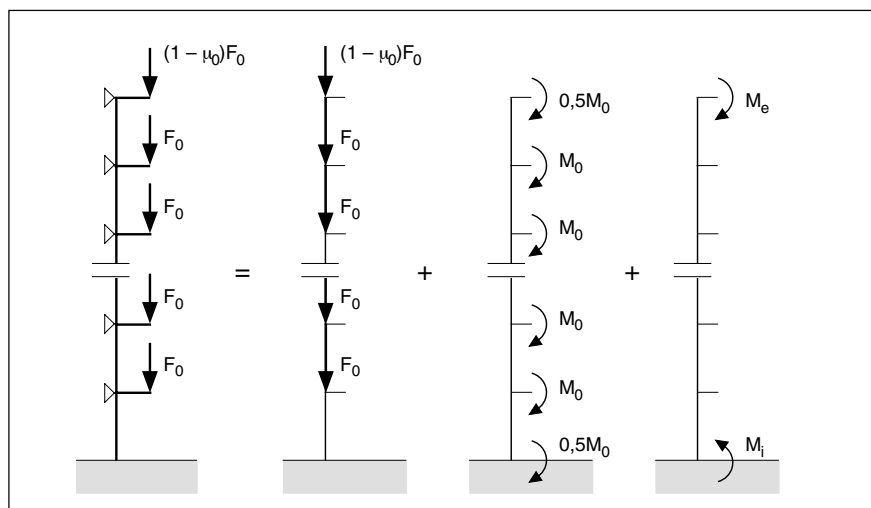
Permanente en momentane belasting

De belastingsituatie voor een kolomstapeling over n bouwlagen staat schematisch in afbeelding 8.2. De totale belasting op de kolommen is op te bouwen uit drie componenten, te weten:

- toename van de centrische drukkracht per bouwlaag;
- regelmatig verdeelde excentriciteitsmomenten per bouwlaag;
- additionele momenten aan de top en de voet.

De momentane waarde van de veranderlijke dakbelasting is doorgaans nihil en dus lager dan die van de vloerbelasting. Het verschil tussen beide belastingen wordt

8.2. Belastingenschema voor een kolomstapeling onder permanente en momentane belasting. De factor μ_0 brengt de (doorgaans geringe) momentane dakbelasting in rekening.



uitgedrukt als fractie μ_0 van de totale belasting. In het algemeen ligt μ_0 tussen 0,2 en 0,4. Verondersteld wordt dat de gevelbelasting voor elke bouwlaag gelijk blijft en dat de excentriciteit ervan verwaarloosbaar klein is ten opzichte van de excentriciteit van de vloerbelasting.

In elke kolom heerst een normaalkracht $F_0(i - \mu_0)$, waarin i het rangorde-nummer is, gerekend vanaf de top van het skelet. De regelmatig verdeelde excentriciteitsmomenten veroorzaken op elke bouwlaag een kopmoment $-0,5M_0$ en een voetsmoment $+0,5M_0$. Daarbij is $M_0 = e \cdot F_0$ als gevolg van de excentriciteit van de belasting. Aan de top en de voet van de kolomstapeling moeten nog de additionele momenten M_e en M_i in rekening worden gebracht. Immers het uitwendige moment op de kolom moet aan de top gelijk zijn aan $(1 - \mu_0)M_0$. Het inklemmingsmoment aan de voet is de helft van het kopmoment in de kolom op de begane grond (met tegengesteld teken). Wanneer het aantal bouwlagen voldoende groot is ($n > 4$), dempen de additionele momenten M_e en M_i onafhankelijk van elkaar uit met een dempingsfactor $\sqrt{3} - \sqrt{4} = -0,268$ per bouwlaag (afb. 8.3).

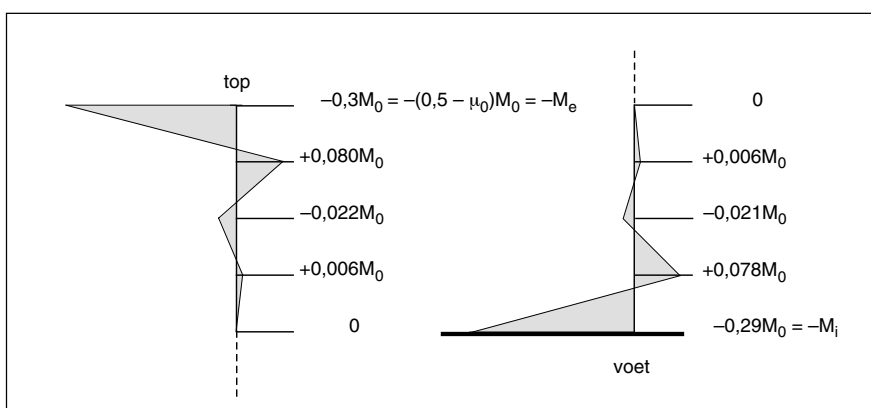
De additionele momenten volgen uit:

$$M_e = (1 - \mu_0)M_0 - 0,5M_0 = (0,5 - \mu_0)M_0 \quad (8.1)$$

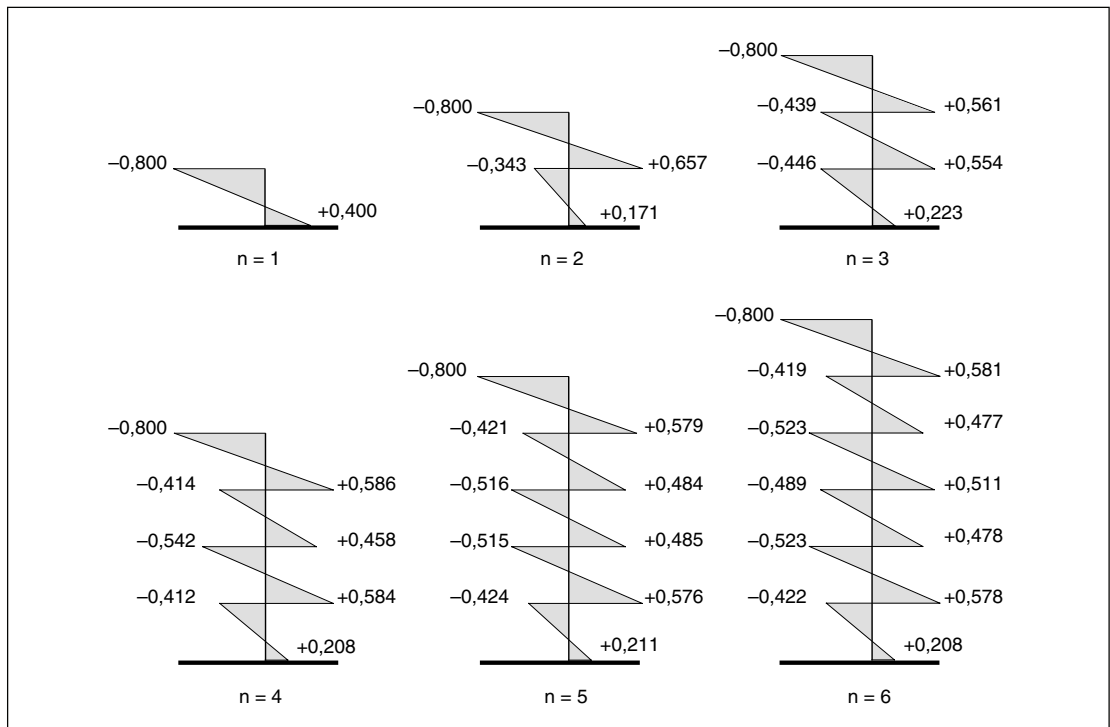
en

$$0,5M_0 - M_i = -0,5(-0,5M_0 + 0,268M_i) \quad (8.2)$$

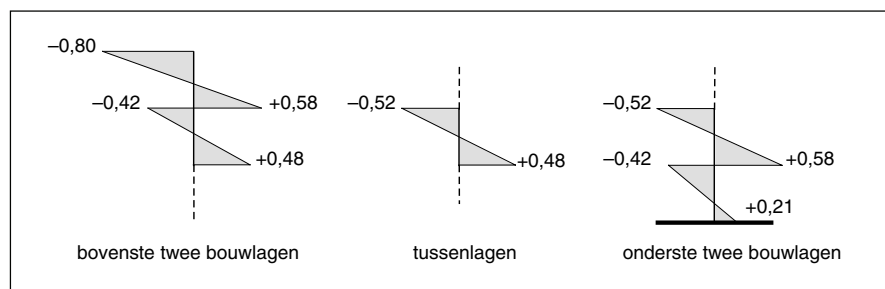
8.3. Uitdemping van additionele eindmomenten M_e en M_i met $\mu_0 = 0,2$ (verschil tussen vloer- en dakbelasting).



8.4. Momentenverdeling, uitgedrukt in M_0 over een kolomstapeling door excentrische belasting met $\mu_0 = 0,2$ (permanente en momentane belasting)



8.5. Aangehouden momentenverdeling, uitgedrukt in M_0 over een kolomstapeling voor gebouwen met vier of meer bouwlagen (permanente en momentane belasting).



zodat:

$$M_i = \frac{M_0}{3,464} = 0,29M_0 \quad (8.3)$$

Het inwendige moment aan de top is dus altijd gelijk aan $-(1 - \mu_0)M_0$, terwijl het moment aan de voet bij voldoende aantal bouwlagen ($n > 4$) altijd gelijk zal zijn aan $+0,21M_0$.

De verdeling van de excentriciteitsmomenten over de totale kolomstapeling voor een gebouw tot zes bouwlagen staat in afbeelding 8.4, waarbij voor μ_0 de waarde 0,2 is aangehouden.

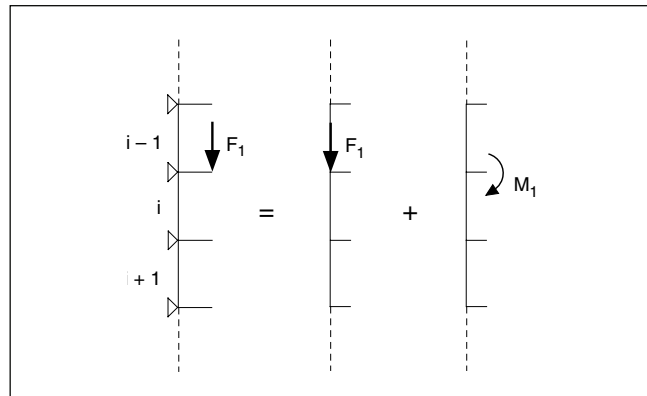
Het blijkt dat de invloed van de afwijkende condities (belasting, aansluiting) ter plaatse van de top en de voet op het regelmatige deel van de krachtsverdeling beperkt blijft tot de twee bovenste en de twee onderste bouwlagen. Op eventuele tussengelegen bouwlagen treedt een lineaire momentenverdeling op met eindwaarden van ongeveer $-0,5M_0$ aan de kop respectievelijk $+0,5M_0$ aan de voet.

Voor gebouwen vanaf vier bouwlagen wordt daarom met een standaard momentenverdeling gerekend (afb. 8.5).

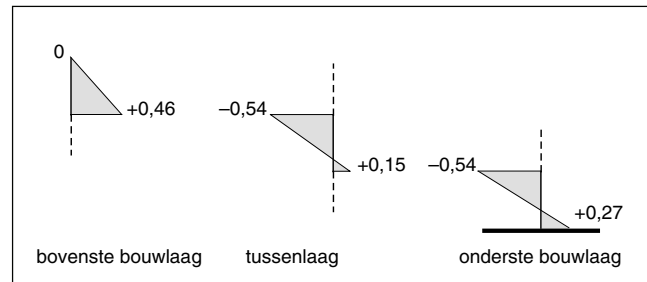
Extreme vloerbelasting op één bouwlaag

Het momentane deel van de veranderlijke vloerbelasting is in het voorgaande al verdisconteerd, zodat nog slechts het resterende deel van de extreme belasting op

8.6. Schematische kolombelasting op één bouwlaag (niet-momentane deel van de veranderlijke vloerbelasting).



8.7. Aangehouden momentenverdeling, uitgedrukt in M_1 , over één kolom (niet-momentane deel van de veranderlijke vloerbelasting).



één willekeurige bouwlaag in rekening moet worden gebracht. Steeds is die kolom extreem belast, die direct onder de extreem belaste vloer staat. De maatgevende belastingssituatie voor een dergelijke kolom op bouwlaag i staat in afbeelding 8.6.

Het niet-momentane deel van de veranderlijke belasting veroorzaakt in de beschouwde kolom behalve een drukkracht F_1 ook een kop- en voetsmoment, beide als gevolg van het excentriciteitsmoment $M_1 = eF_1$. De momentenverdeling over de kolom hangt af van de bouwlaag waarop de kolom staat. Een incidentele veranderlijke belasting op het dak kan bijvoorbeeld bestaan door materieel en personen voor onderhoud of door sneeuwophoping. Deze incidentele dakbelasting bedraagt minder dan de helft van de niet momentane veranderlijke vloerbelasting. Het maatgevend buigend moment in de kolom op de bovenste bouwlaag is het voetsmoment dat ontstaat bij een extreme vloerbelasting.

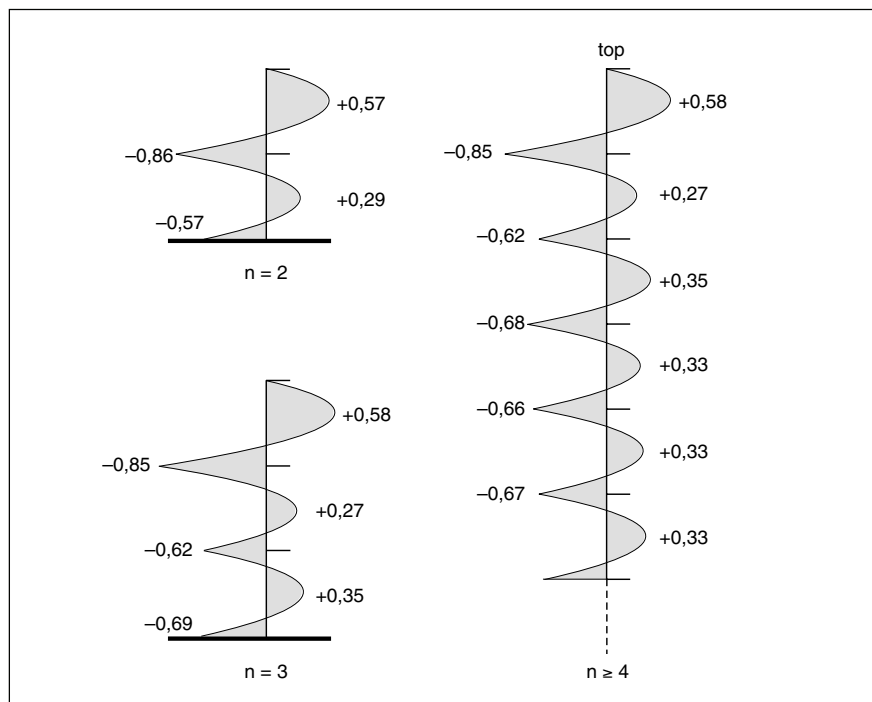
Het is voldoende een onderscheid te maken tussen alleen de onderste, de bovenste en een tussengelegen bouwlaag (afb. 8.7). Uitgegaan is van een constante buigstijfheid van de kolom over de hoogte. In het geval van een kolomstapeling met verschillende profielen, trekt een stijver kolomdeel een groter deel van het moment naar zich toe. Deze afwijking van de aangenomen momentenverdeling is echter van ondergeschikt belang.

Windbelasting op de gevel

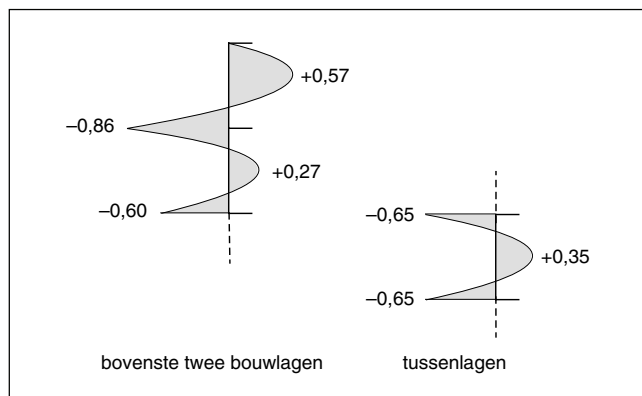
Winddruk veroorzaakt per bouwlaag op elke gevelkolom een momentensom $M_2 = \frac{1}{8}p_e a h^2$, waarin a de kolomafstand is, h de verdiepinghoogte en p_e de effectieve winddruk volgens formule (7.5). Deze waarde wordt verhoogd met 37,5% voor de in rekening te brengen onderdruk in gesloten gebouwen. De verhoogde waarde wordt, als onderdeel van een fundamentele belastingcombinatie, vermenigvuldigd met de factor 1,5. In geval van windzuiging gecombineerd met overdruk is de belasting even groot, maar tegengesteld van teken.

De verdeling van de windmomenten hangt af van het aantal bouwlagen

8.8. Verdeling van de windmomenten, uitgedrukt in M_2 over een gevelkolom, afhankelijk van het aantal bouwlagen.



8.9. Aangehouden verdeling van de windmomenten, uitgedrukt in M_2 voor gebouwen met twee of meer bouwlagen.



(afb. 8.8). Het blijkt dat de invloed van de condities ter plaatse van de top en de voet op de krachtsverdeling beperkt is tot de twee bovenste bouwlagen; op de ondergelegen bouwlagen is de momentenverdeling regelmatig. De kop- en voetsmomenten hangen nauwelijks af van het aantal bouwlagen. Daarom wordt één momentenverdeling aangehouden voor twee of meer bouwlagen (afb. 8.9).

8.2 Verificatie

Voor de gevelkolommen gelden twee soorten bezwijkcriteria:

- sterkte van de kolomdoorsnede;
- stabiliteit van op druk (en buiging) belaste kolommen in geschoorde raamwerken.

Met de gegeven belastingcombinaties en de bijbehorende krachtsverdeling is de staalconstructie te berekenen. Voor de controle op sterkte moeten de maatgevende combinaties van normaalkracht, dwarskracht en buigend moment worden bepaald. Voldoende is de controle van de beide kolomeinden per bouwlaag, omdat in het midden de stabiliteitscontrole maatgevend is. De dwarskrachten volgen direct uit de

eindmomenten op de kolom, aangevuld met de halve dwarsbelasting per bouwlaag in geval van een windbelasting op de gevel.

Voor de controle van de stabiliteit moeten twee equivalente buigende momenten in het midden van de kolom worden bepaald, waarvan het maximale moment M_{equ} maatgevend is [30, 31]. De equivalente momenten veroorzaken alleen buiging van de kolom uit het gevelvlak en zijn gedefinieerd als de absolute waarde van:

- 60% van het (in absolute zin) maximale eindmoment plus 40% van het (in absolute zin) minimale eindmoment, vermeerderd met de momentensom M_2 door windbelasting op de kolom (NEN 6771, formule 12.3-4a en 12.3-5a);
- 60% bij toepassing van de effectieve kniklengte of 40% bij gebruik van de schemalengte als kniklengte van het (in absolute zin) maximale eindmoment op de kolom (NEN 6771, formule 12.3-4b resp. 12.3-5b).

Sterktecontrole

Dubbelsymmetrische kolommen uit breedflensprofielen en rechthoekige en vierkante buisprofielen (de geselecteerde kolomprofielen in paragraaf 3.5) bezitten een doorsnede die tot klasse 1 of 2 behoort. Controle van de doorsnede mag voor deze profielklassen worden gebaseerd op de plasticiteitstheorie. Het algemene sterktecriterium voor dergelijke op druk en buiging belaste doorsneden, in combinatie met dwarskracht, is als volgt te formuleren [32]:

$$\frac{M_{y;s}}{M_{y;pl}} + \left(\frac{N_s + V_{z;s}\sqrt{3}}{N_{pl}} \right)^{\beta_y} \leq 1 \quad (8.4)$$

Hierin is:

- N normaalkracht;
- V_z dwarskracht in z-richting;
- M_y buigend moment om de y-as;
- s index voor optredende krachten;
- pl index voor doorsnedecapaciteit.

Formule (8.4) geldt voor buiging om de y-as. De factor β_y is profielafhankelijk, volgens:

$$\beta_y = \frac{A(h - t_f)}{2W_{y;pl}} \quad (8.5)$$

Hierin is:

- A oppervlakte van de kolomdoorsnede;
- h uitwendige hoogte van het kolomprofiel;
- t_f flensdikte;
- W_y weerstandsmoment bij buiging om de y-as.

In geval van buiging om de z-as geldt hetzelfde criterium, mits de index y wordt verwisseld met z en de profielhoogte h wordt vervangen door de profielbreedte b. Een uitzondering vormt buiging om de zwakke z-as van I-profielen; in dit geval luidt het sterktecriterium [32]:

$$\frac{M_{z;s}}{M_{z;pl}} + \left[\frac{1}{2} \beta_z \left(\frac{N_s + V_{y;s}\sqrt{3}}{N_{pl}} - 1 \right) + 1 \right]^2 \leq 1, \quad \text{mits } N_s \geq N_{pl} \left(1 - \frac{2t_f b}{A} \right) \quad (8.6)$$

Hierin is:

$$\beta_z = \frac{Ab}{2W_{z,pl}} = \frac{A}{t_{f,b}} \quad (8.7)$$

Kolommen uit ronde buisprofielen moeten voor de combinatie van normaalkracht, buigend moment en dwarskracht voldoen aan de voorwaarde [32]:

$$x^2 + y^2 + z^2 + 2xyz \leq 1 \quad (8.8)$$

Hierin is:

$$x = \sin\left(\frac{1}{2}\pi \frac{N_s}{N_{pl}}\right); \quad y = \frac{V_{y;s}}{V_{y,pl}}; \quad z = \frac{M_{z;s}}{M_{z,pl}} \quad (8.9)$$

Stabiliteitscontrole

Ronde buiskolommen en de in paragraaf 3.5 geselecteerde dubbelsymmetrische profielen zijn niet gevoelig voor torsie- of torsieknikinstabiliteit. Daarom geldt voor de controle van de knikstabiliteit om beide hoofdassen hetzelfde criterium. De krachtsverdeling wordt bepaald volgens de eerste-orde elasticiteitstheorie en voor de kniklengte ℓ_k wordt de systeemplengte (= bruto verdiepinghoogte) aangehouden.

Het relevante stabiliteitscriterium, herleid uit artikel 12.3.1.2.1 van NEN 6771, luidt:

$$\frac{\frac{\lambda_y N_s}{N_{pl}}}{\psi_y - \sqrt{\psi_y^2 - 1 + \frac{M_{equ}}{M_{y,pl}}}} \leq 1 \quad (8.10)$$

Hierin is:

$$\lambda_y = \frac{\ell_{k,y}}{\pi} \sqrt{\frac{N_{pl}}{EI_y}} \quad (8.11)$$

$$\psi_y = 0,5 \left(\lambda_y + \lambda_y^{-1} \right) + 0,1 \frac{\alpha_k}{\omega_{kip}} \left(5 - \lambda_y^{-1} \right) \quad (8.12)$$

Formule (8.10) gaat over in de toetsingsregel voor centrisk gedrukte staven (NEN 6770, art. 12.1.1.1), indien $M_{equ} = 0$:

$$\frac{N_s}{\omega_{y;buc} N_{pl}} \leq 1 \quad (8.13)$$

$$\omega_{y;buc} = \frac{\psi_y - \sqrt{\psi_y^2 - 1}}{\lambda_y} \quad (8.14)$$

De formules (8.12) tot en met (8.14) gelden voor buiging om de y-as, waarbij de factoren α_k en ω_{kip} afhangen van het gekozen profiel. Voor warmgewalste buizen geldt: $\omega_{kip} = 1$ en $\alpha_k = 0,10$ (knikkromme a) en voor koudgevormde buizen: $\omega_{kip} = 1$ en $\alpha_k = 0,34$ (knikkromme b). Voor HE-profielen moet ω_{kip} worden berekend, terwijl $\alpha_k = 0,34$ (knikkromme b).

In geval van buiging om de z-as geldt hetzelfde criterium, mits de index y wordt vervangen door de index z. De factoren α_k en ω_{kip} blijven voor buizen ongewijzigd, maar voor HE-profielen geldt nu: $\omega_{kip} = 1$ en $\alpha_k = 0,49$ (knikkromme c).

Het blijkt dat ω_{kip} over het algemeen gelijk is aan 1. Dat geldt ook wanneer een kokervormige kolom wordt samengesteld uit twee HE-profielen. Er is slechts één uitzondering waarvoor ω_{kip} kleiner dan 1 kan zijn, namelijk bij HE-kolommen met buiging om de sterke profiel-as.

9 Dimensionering van de liggers

Het staalskelet voor een verdiepinggebouw, zoals in deze publikatie omschreven, kent twee soorten vloerdragende liggers, namelijk:

- gevelliggers die tevens (een deel van) de gevel dragen, uitgevoerd als randligger, al dan niet geïntegreerd in de vloer;
- inpandige liggers, uitgevoerd als geïntegreerde liggers.

Gevelliggers zijn doorgaans enkelvoudige of samengestelde walsprofielen. Daarbij is met name de stijfheid van de ligger van belang. Volgens NEN 6702 mag de zakking ten hoogste 4‰ en de bijkomende doorbuiging onder veranderlijke belasting maximaal 3‰ van de overspanning bedragen. De verwachte doorbuiging is grotendeels te compenseren door de gevelliggers vooraf te togen. Dit kan praktisch alleen met liggers op twee steunpunten. Deze minimale eisen zijn voor de afsluitende gevelconstructie niet altijd voldoende om breuk of lekkage door te grote vervormingen te voorkomen. Bij metselwerk moet de bijkomende doorbuiging, die optreedt na het gereedkomen van het gebouw, beperkt blijven tot maximaal 2‰ van de overspanning. Bij een vliesgevel moet het schranken van gevelpanelen worden beperkt om te voorkomen dat de panelen zelf of de ruiten uit de sponning worden gedrukt. Voor zulke vervormingen is rondom een speling van 4 mm beschikbaar.

Indien de gevel direct aan de gevelkolommen hangt of op de fundering staat, kan de ligger onafhankelijk van de gevel doorbuigen. De aansluiting tussen vloer en gevel moet dit verschil in doorbuiging zonder schade kunnen opnemen. Een ander aspect is het verschil in doorbuiging van twee vloerdragende gevelliggers boven elkaar, doordat één vloer extreem wordt belast en de andere momentaan. Dit mag niet leiden tot het belasten van de afsluitende gevel of het buitenblad.

Gevelliggers hebben veelal een asymmetrische doorsnede met scheve hoofdasen, die niet samenvallen met de richting van de belasting. Hierdoor ontstaat de neiging tot wringing en dubbele buiging. Een verankering van de liggers aan de vloer voorkomt torderen of zijdelings buigen. In verticale richting kan de ligger dan vrijvervormen, met buiging om de (sterke) y-as. Daardoor is de verdeling van de spanning over de doorsnede eenvoudig te bepalen, ondanks de scheve hoofdasen.

De dimensionering van inpandige geïntegreerde liggers is echter het meest gecompliceerd. Daarom richt dit hoofdstuk zich op de berekening van dit type liggers.

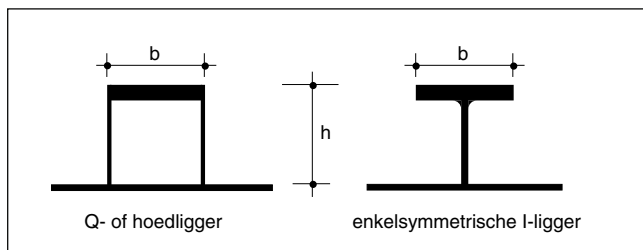
9.1 Fabricage van geïntegreerde liggers

Geïntegreerde liggers zijn gelaste liggers, samengesteld uit stripstaal en profielstaal. Stripstaal is gewoonlijk leverbaar uit voorraad in handelsafmetingen volgens tabel 9.1. Voor bedrijven, die gespecialiseerd zijn in de fabricage van gelaste liggers, is het lonend zelf een voorraad aan te houden met eigen voorkeurafmetingen. De toegepaste staalsoort is standaard FeE 355.

9.1. Afmetingen (mm) van voorradig stripstaal voor de fabricage van geïntegreerde liggers.

	dikte t	breedte b
bovenflens ($t_o \times b_o$)	12, 15, 20, 25	180, 200, 250, 300
	30, 40	180, 200, 250
	50	180
onderflens ($t_u \times b_u$)	8, 10, 12	350, 400, 450, 500
	15, 20	350, 400, 450
	25	350

9.2. Nominale hoofdafmetingen van geïntegreerde liggers.



De flenzen van de geïntegreerde liggers leveren de momentcapaciteit, terwijl het lijf de dwarskrachtcapaciteit verschaft. De onder- en bovenflenzen moeten bij voorkeur een even grote doorsnede hebben. Een uitgebreid assortiment van liggertypen is opgenomen in het bijgeleverde programma IQ-Beams.

Alle geïntegreerde liggers bezitten twee nominale hoofdafmetingen, die van belang zijn voor de profielkeuze en de maatvoering van de constructie (afb. 9.2):

- de nominale hoogte h (gemeten tussen de bovenkant van de onder- en van de bovenflens), omdat deze maat de minimale vloerdikte vastlegt. Gestreefd wordt naar hoogten van 150, 200, 265, 320 en 400 mm;
- de nominale breedte b van de bovenflens (buitenwerks gemeten), omdat deze maat van belang is voor de lengte van de kanaalplaten en de breedte van kolommen. Gebruikelijke breedtematen zijn 180, 200, 250 en 300 mm.

Bij de fabricage van geïntegreerde liggers komen in hoofdzaak drie lasvormen voor:

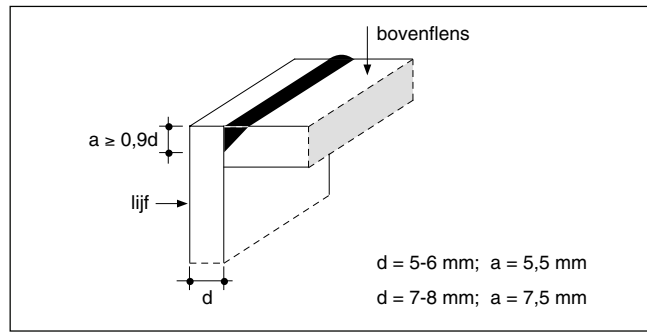
- dikke platen als bovenflens voor liggers van het type THQ worden tussen de lijven gelast met een enkelzijdige stompe las met spleet (afb. 9.3);
- uitkragende flensplaten van Q- of hoedliggers worden met een enkele hoeklas tegen de lijfdelen gelast (afb. 9.4). De dikke bovenflensplaten van TBB-liggers steken gedeeltelijk boven de lijven uit en worden eveneens met hoeklassen verbonden;
- het lijf van IFB-liggers wordt met een dubbele hoeklas op de flensplaat gelast (afb. 9.5).

In de sterkteberekening van hoeklassen, aangebracht door automatisch booglassen onder poederdek, mag de lasdikte in de keeldoorsnede a_k worden vergroot met de inbranddiepte a_i tot een rekenwaarde a [30]:

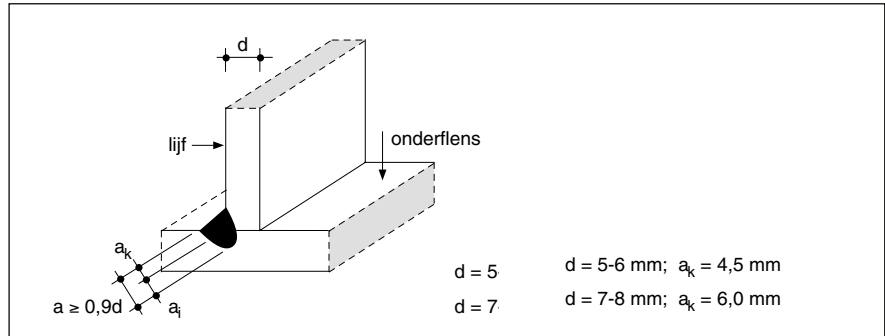
$$a = a_k + a_i \quad (9.1)$$

$$a_i = 0,2a_k \leq 2 \text{ mm} \quad (9.2)$$

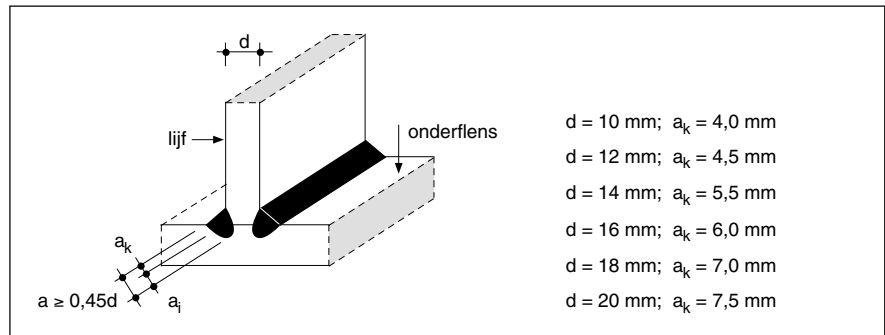
9.3. Enkelzijdige stompe las met spleet (bovenflens tussen twee lijven).



9.4. Enkele hoeklas (uitkragende onderflens aan of uitstekende bovenflens tussen twee lijven).



9.5. Dubbele hoeklas (onderflens aan lijf).

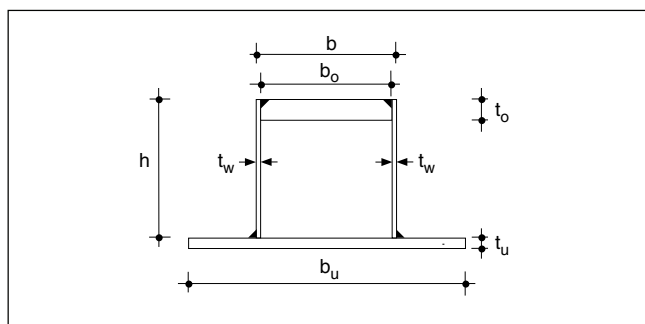


9.2 Typen geïntegreerde liggers

THQ (Top Hat Q-beam)

Liggers van het type THQ worden geheel uit warmgewalste strip samengesteld (afb. 9.6). Eerst last men de lijfplaten op de onderplaat, daarna worden de dwarschotten of andere inwendige versterkingen aangebracht en tenslotte wordt de voorbereekte bovenplaat tussen de lijfplaten gelast. De liggers kunnen worden getoogd tot 3% van hun lengte. Dit fabricageproces biedt een maximale flexibiliteit in het ontwerp. Uit praktische overwegingen (voorraadbeheer) wordt uitgegaan van standaardafmetingen (tabel 9.7). Het assortiment THQ-liggers is geschikt voor vloeren in de categorieën 1 t/m 5 (zie tabel 1.4 en tabel 2.16).

De liggers zijn leverbaar in drie nominale breedten: 200, 250 en 300 mm en in verschillende nominale hoogten: 150, 180, 200, 265, 320 en 400 mm. De aanduiding van een specifiek profiel is: THQ $h \times t_w - b_o \times t_o - b_u \times t_u$, bijvoorbeeld: THQ 200×5-190×30-400×15.



9.6. Ligger van het type THQ.

plaat boven	t_o	15, 20, 25, 30, 35, 40
	b_o	190, 240, 290
plaat onder	t_u	8, 10, 12, 15, 20, 25
	b_u	400, 450, 500
lijfplaten	t_w	5, (6), (8), (10)
	h	150, 180, 200, 265, 320, 400

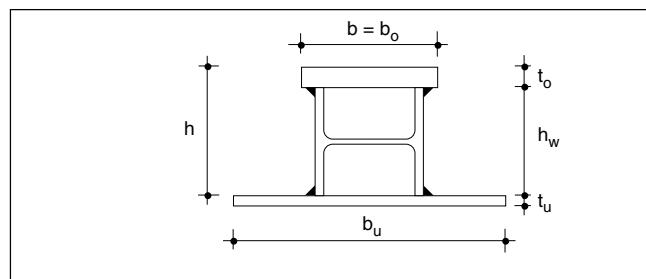
9.7. Gebruikelijke afmetingen (mm) van plaatdelen voor THQ-liggers.

NSQ (Norrtälje Svets Q-beam)

Liggers van het type NSQ bestaan uit een warmgewalst IPE- of HEA-profiel, aan weerszijden vastgelast op stripstaal (afb. 9.8). De flenzen van het basisprofiel vormen de lijven van de ligger. Nadat het profiel is vastgelast op de dikke bovenflens wordt het werkstuk omgekeerd, zonodig getoogd en op de onderflens gelast. Het assortiment NSQ-liggers is geschikt voor vloeren in de categorieën 1 t/m 4, zoals in tabel 9.9 is weergegeven.

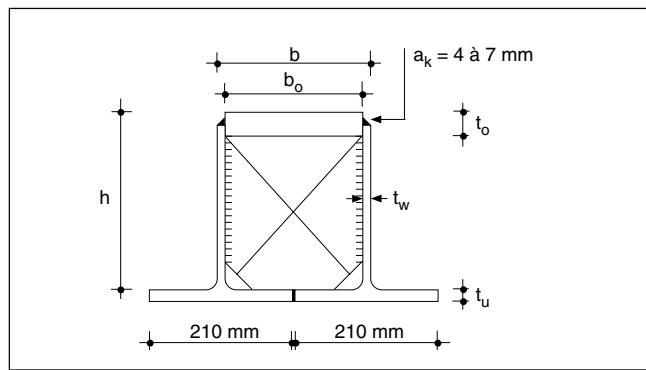
De aanduiding van een specifiek profiel is: NSQ $h-b_o \times t_o-b_u \times t_u$ -basisprofiel, bijvoorbeeld: NSQ 190-200 $\times$ 30-400 $\times$ 15-HEA160.

9.8. Ligger van het type NSQ.



9.9. Gebruikelijke afmetingen (mm) van profielen en stripstaal voor NSQ-liggers.

categorie	basisprofiel		plaat boven		plaat onder	
	h_w	profiel	b_o	t_o	b_u	t_u
1	135	IPE 270	300	12, 15	500	8, 10
	120	IPE 240	250	25, 30	450	12, 15
	110	IPE 220	250	35, 40	450	20, 25
2	180	HE 180A	200	15, 20	400	8, 10
	160	HE 160A	200	30, 35, 40	400	12, 15, 20, 25
3	240	HE 240A	250	12, 15, 20, 25	450	8, 10, 12, 15
	220	HE 220A	250	30, 35, 40	450	15, 20, 25
4	300	HE 300A	300	12, 15, 20, 25	500	8, 10, 12, 15
	280	HE 280A	300	30, 35, 40	500	15, 20, 25



9.10. Ligger van het type TBB.

9.11. Gebruikelijke afmetingen (mm) van profielen en stripstaal voor TBB-liggers (* = minder courante profielen; voor walsorders geldt een langere levertijd en een minimale afname).

basisprofiel IPE			plaat boven	
type + nr.	b	t _u	t _w	t _o
AA 550 (*)	222	12,5	8,5	12, 15, 20, 25, 30
A 550 (*)	223	15,7	9,0	15, 20, 25, 30, 35
550	227	17,2	11,1	20, 25, 30, 35, 40
R 550 (*)	233	22,2	14,0	25, 30, 35, 40

TBB (Tibnor Bjälklagsbalk för Betongplattor)

Liggers van het type TBB bestaan uit twee gehalveerde walsprofielen uit de reeks IPE 550 en één strip (afb. 9.10). Voor het maken van de onderflens en de beide lijven wordt het walsprofiel één- of tweemaal over de lengte doorgebrand, waarna de twee gelijke delen met de flenzen aan elkaar worden geplaatst en met hoeklassen verbonden. Het assortiment TBB-liggers is geschikt voor vloeren in de categorieën 2 en 3; de liggers hebben een nominale breedte van ongeveer 225 mm (tabel 9.11).

De aanduiding van een specifiek profiel is: TBB h-t_o-IPE type + nr., bijvoorbeeld: TBB 260-35-IPE 550.

SWT (Smedjebacken Weld Tech)

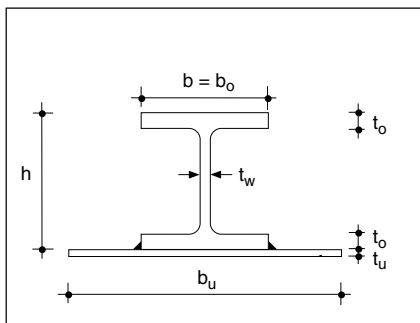
Liggers van het type SWT zijn feitelijk staalbeton liggers, waarbij het beton zowel in het werk als in de werkplaats kan worden aangebracht [33]. De liggers kunnen worden getoogd tot 5‰ van hun lengte. Ter verhoging van de brandwerendheid kan onder in de betondoorsnede extra wapening worden geplaatst. De ligger bestaat uit twee C- of U-profielen op een uitkragende bodemplaat. Bovenop deze profielen wordt een stalen 'ladder' gelast, die is opgebouwd uit 'bomen' van 50 mm dik platstaal of vierkantstaal en 'sporten' van hoekstaal (afb. 9.12). Deze 'ladder' zorgt voor de verbinding tussen het beton en het staalprofiel. Het assortiment SWT-liggers is geschikt voor vloeren in de categorieën 2 t/m 4 (tabel 9.13).

De aanduiding van een specifiek profiel is: SWT h-d-t_u, bijvoorbeeld: SWT 200-70-12.

ligger	C-profiel		
h	h_w	b_w	t_w
190	140	65	5,5
230	180	75	6,5
270	220	85	7,0
320	270	95	7,5

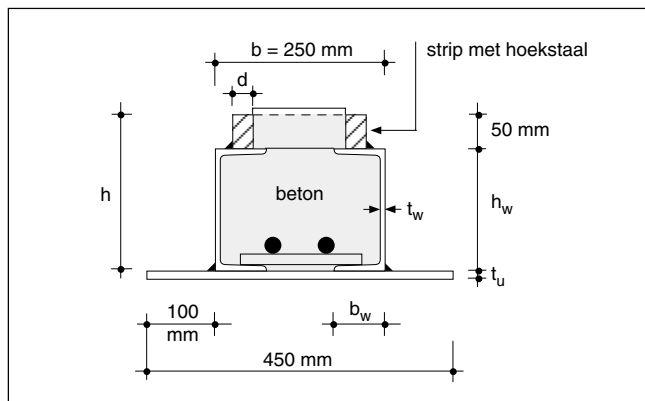
bodemplaat	platstaal
t_u	d
8	15, 30, 50
10, 12	50, 70
15, 20	70

9.13. Gebruikelijke afmetingen (mm) van SWT-liggers volgens Fundia Bygg. ConstrucThor hanteert enigszins afwijkende maten en profielen.



9.14. Liggr van het type SFB.

9.15. Gebruikelijke afmetingen (mm) van profielen en stripstaal voor SFB- en PRS-liggers.



9.12. Liggr van het type SWT.

SFB (Slim Floor Beam)

Liggers van het type SFB zijn normaal in de handel verkrijgbare breedflensprofielen, gelast op een brede strip (afb. 9.14). Voor de Engelse markt zijn, onder de verzamelnaam TMSLIMFLOR, standaardcombinaties vastgesteld op basis van UC-profielen (Universal Columns), die vergelijkbaar zijn met de zwaardere profielen uit de Europese HE-reeksen. Dit assortiment liggers is geschikt voor vloeren in de categorieën 2 t/m 4 (tabel 9.15). De voorkeuraafmetingen zijn beperkt van $b \times h = 200 \times 200$ tot 300×320 mm.

De aanduiding van een specifiek profiel is: SFB h-basisprofiel + $b_u \times t_u$, bijvoorbeeld: SFB 200-HE 180M + 400 $\times$ 10.

PRS (Poutre Reconstituée Soudée)

Liggers van het type PRS zijn door Usinor Sacilor afgeleid van het Engelse concept TMSLIMFLOR (afb. 9.14). Voor de Franse markt is echter uitgegaan van HE-profielen voor vloeren in de categorieën 2 t/m 4 (tabel 9.15).

soort	categorie vloer	basisprofiel type + nr.	strip	
			b_u	t_u
Engels	2	UC 203 $\times$ 52	400	10, 12, 15
	3	UC 254 $\times$ 73	450	12, 15, 20
		UC 254 $\times$ 89	450	12, 15, 20
		UC 254 $\times$ 107	450	12, 15, 20, 25
Europees	2	HE 200B	400	10, 12, 15
		HE 180M	400	10, 12, 15, 20
	3	HE 260A	450	12
		HE 260B	450	12, 15
		HE 240M	450	12, 15, 20, 25
	4	HE 320A	500	12, 15
		HE 320B	500	12, 15, 20
		HE 280M	500	12, 15, 20, 25

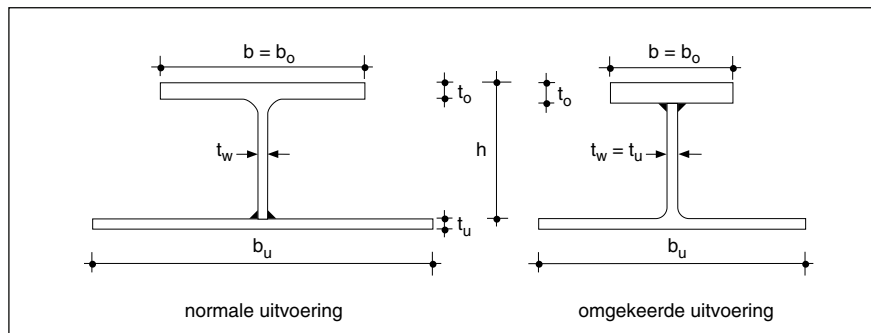
IFB (Integrated Floor Beam)

Liggers van het type IFB bestaan uit één strip en een apart opgelast, gehalveerd walsprofiel. In de normale uitvoering dient de strip als oplegvlak voor de vloerplaten en is daarom breed. Gedrongen liggers zijn mogelijk in een omgekeerde uitvoering, waarbij het gehalveerde walsprofiel dient als oplegvlak en een platstaal of een smal

stripstaal als aangelaste bovenflens (afb. 9.16). Additonele wapeningskorven aan beide zijden van het lijf verhogen desgewenst de brandwerendheid van de ligger. Het assortiment IFB-liggers is geschikt voor vloeren in de categorieën 1 t/m 5 (tabel 9.17 en 9.18).

De aanduiding van een specifiek profiel is: IFB h-b_u×t_u + basisprofiel, bijvoorbeeld: IFB 200-500×15 + HE 400B.

9.16. Ligger van het type IFB.



9.17. Gebruikelijke reeks IPE- en HE-profielen en afmetingen (mm) van stripstaal voor IFB-liggers (normale uitvoering).

soort	categorie vloer	basisprofiel type + nr.	stripstaal onder	
			b _u	t _u
IPE-profiel (b = 200)	2 en 3	IPE 500 (–, O, V)	400	10, 12, 15
		ITM 500×192-275	400	15, 20, 25
IPE-profiel (b = 230)	4	IPE 600 (–, O, V)	450	12, 15
		ITM 600×185-217	450	15, 20
		ITM 600×250-310	450	20, 25
HE-profiel (b = 300)	1	HE 300B	500	12, 15
		HE 300C	500	15, 20
		HE 300M	500	20, 25
	2	HE 400B	500	12, 15
		HE 400M	500	20, 25
		HE 400×299	500	25
	3	HE 500B	500	15, 20
		HE 500M	500	20, 25
		HE 500×320	500	25
	4	HE 650B	500	15, 20
		HE 650M	500	20, 25
		HE 650×347	500	25
	5	HE 800B	500	20
		HE 800M	500	20, 25
		HE 800×377	500	25

9.18. Gebruikelijke reeks HP-profielen en afmetingen van stripstaal (mm) voor IFB-liggers (omgekeerde uitvoering).

soort	categorie vloer	basisprofiel type + nr.	stripstaal boven	
			b _o	t _o
HP-profiel (b = 180)	1 en 2	HP 400×104	180	20, 25
		HP 400×122	180	25, 30
		HP 400×140	180	25, 30, 35
		HP 400×158	180	30, 35, 40
		HP 400×176	180	35, 40
		HP 400×194	180	35, 40, 50
		HP 400×213	180	40, 50

9.3 Prestatie-eisen en verificatieprocedure

In de gebruiksfase moeten de liggers ten minste aan twee prestatie-eisen voldoen: de vervormingen moeten beperkt blijven (bruikbaarheidsgrenstoestand) en de kans op bezwijken dient voldoende klein te zijn (uiterste grenstoestand). Deze eisen worden als volgt gespecificeerd.

■ *Vervormingscriteria:*

- De bijkomende doorbuiging, veroorzaakt door het veranderlijke deel van een incidentele belastingcombinatie, mag ten hoogste 3‰ van de overspanning bedragen.
- De zakking (de totale doorbuiging minus de zeeg) mag ten hoogste 4‰ van de overspanning bedragen.
- In het dagelijks gebruik mag geen plastische vervorming optreden; dat betekent dat de vervorming zuiver elastisch moet zijn.

■ *Bezwijkcriteria:*

- Onder een fundamentele belastingcombinatie mag geen bezwijkmechanisme ontstaan (krachtsverdeling plastisch bepaald).
- Onder een fundamentele belastingcombinatie mag nergens de capaciteit van de liggerdoorsnede worden overschreden (krachtsverdeling elastisch bepaald);
- De draagkracht van de onderflens in dwarsrichting, voor de oplegging van de kanaalplaten, mag niet worden overschreden.

De eis dat nergens plastische vervorming mag optreden in de bruikbaarheidsgrenstoestand, is vooral van belang voor de onderflens. Door de gelijktijdige werking van buigende momenten in de dwarsrichting (buiging van de flensplaat) en in de lengterichting (buiging van de ligger) ontstaat een vlakke spanningtoestand. Deze toestand leidt tot extreme spanningen in die punten, waar zowel het ligger- als het plaatmoment extreme waarden bereiken.

In een doorsnede met een positief liggermoment (trekspanning σ_x in lengterichting) is dat aan de onderzijde van de onderflens (buigdrukspanning $-\sigma_y$ in dwarsrichting), terwijl de extreme waarde bij een steunpuntsmoment juist optreedt aan de bovenzijde van de onderflens (afb. 9.19).

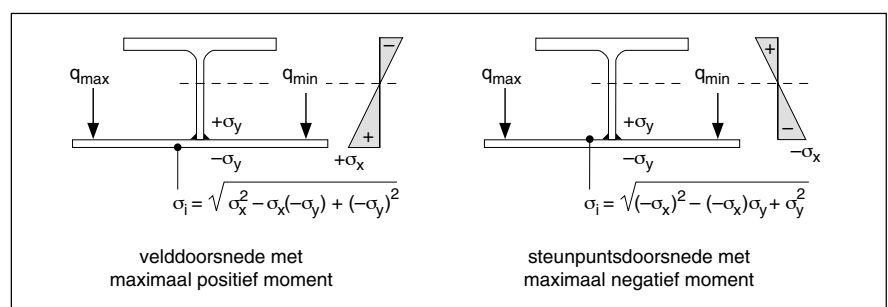
Voor beide doorsneden geldt dat de vloeigrens niet mag worden overschreden:

$$\frac{\sigma_i}{f_y} \leq 1 \quad (9.3)$$

met

$$\sigma_i = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2} \quad (9.4)$$

9.19. Maximale ideële spanningen in de onderflens.



Hierin is:

- σ_x absolute waarde van de normaalspanning in de onderflens in de lengterichting ten gevolge van het maximale liggermoment;
- σ_y absolute waarde van de maximale buigspanning in de onderflens in de dwarsrichting;
- f_y vloeigrens (355 N/mm²).

Verificatieprocedure

De verhouding tussen een bepaald optredend effect van de belasting (bijvoorbeeld doorbuiging of dwarskracht) en de overeenkomstige toegestane waarde of capaciteit van de ligger is een maat voor de doelmatigheid van de profielkeuze. Een geïntegreerde ligger voldoet aan de gestelde prestatie-eisen als in de maatgevende doorsneden is aangetoond dat de genoemde verhouding voor elk relevant aspect kleiner dan 1 is (unity check).

Voor *liggers op twee steunpunten* is de procedure kort. De middendoorsnede wordt getoetst op de vervormingsaspecten doorbuiging en ideale spanning in de onderflens en op de bezwijkaspecten met betrekking tot sterkte van de onderflens in dwarsrichting en de sterkte van de effectieve liggerdoorsnede. Bij de oplegging wordt het aspect dwarskracht getoetst, zolang met inbegrip van een wringend moment.

Voor *doorgaande liggers* moet deze procedure voor verschillende veldoverspanningen worden herhaald. Als alle velden dezelfde overspanning hebben, is het eindveld maatgevend. Bovendien moeten de steunpuntsdoorsneden worden getoetst op de interactie van dwarskracht en buigend moment bij gelijktijdige dwarsbuiging van de onderflens. De doorsnedecapaciteit in het veld en die boven het steunpunt kan verschillend zijn, afhankelijk van de doorsnedeklasse ter plaatse.

Belastingcombinaties

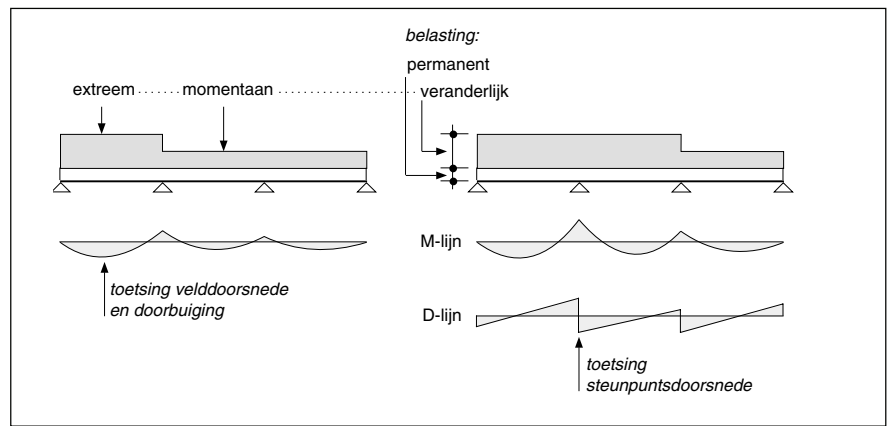
Voor kantoorvloeren moeten rekenkundig vier verschillende belastingcombinaties worden beschouwd, al naar gelang de omstandigheden, waarin de vloer zich bevindt, en de criteria, waaraan de vloerconstructie wordt getoetst.

■ Tijdens de montage van de kanaalplaten worden de vloerliggers gedurende korte tijd excentrisch belast. Voor de vloerbelasting moet daarbij een rekenwaarde worden aangehouden van 1,35 maal het eigen gewicht van de vloerplaten.

■ Gedurende de resterende periode tijdens de bouw moet rekening worden gehouden met de uitvoering van werkzaamheden en de opslag van bouwmaterialen op de vloer. De vloerafwerking is dan nog niet aanwezig, installaties meestal wel. Gezien de lagere veranderlijke belasting dan waarop de vloeren zijn ontworpen, is deze fase niet maatgevend voor de constructie, want zowel de stalen ligger als de betonnen kanaalplaten bezitten al hun volledige sterkte. Dit laatste geldt echter niet voor in het werk gestorte staal-beton liggers, die pas hun volledige draagkracht bereiken als het beton is verhard.

■ Tijdens de gebruiksfase van het gebouw mogen geen bruikbaarheidsgrenstoestanden worden overschreden. De in rekening te brengen belasting op het beschouwde vloerveld is de incidentele combinatie van permanent aanwezige en extreme veranderlijke (nuttige) vloerbelasting. Tegelijkertijd wordt op alle overige vloervelden een momentane combinatie aanwezig geacht, bestaande uit de permanente belasting en 50% van de extreme veranderlijke vloerbelasting (afb. 9.20).

9.20. Belastingenschema is afhankelijk van het toetsingscriterium.



■ Eveneens tijdens de gebruiksfase, met een referentieperiode van 50 jaar, mogen geen uiterste grenstoestanden (met betrekking tot bezwijken) worden overschreden. Het in rekening te brengen belastingenschema is gelijk aan dat voor de bepaling van de bruikbaarheidsgrenstoestand. Er moet echter worden gerekend met een fundamentele combinatie, waarvan de permanente belasting met 1,2 wordt vermenigvuldigd en de veranderlijke belasting met 1,5.

Indien de veranderlijke belasting minder dan 10% bedraagt van de permanente belasting, moet als fundamentele combinatie 1,35 maal de permanente belasting worden gerekend. Dit laatste is uitsluitend het geval bij zware dakvloeren. Bezwijken van de hoofddraagconstructie moet onder alle omstandigheden worden voorkomen, ook bij brand. Bij brand is sprake van een bijzondere belastingcombinatie, die wordt gevormd door een thermische belasting en een momentane combinatie van permanente en veranderlijke vloerbelasting. Deze bijzondere combinatie wordt in hoofdstuk 11 nader behandeld.

Krachtenverdeling

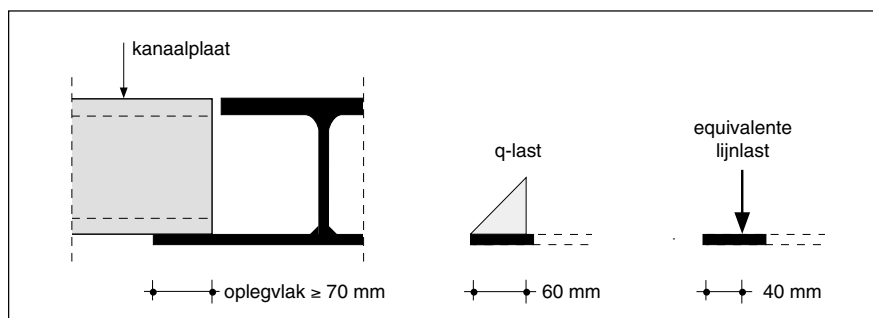
De kanaalplaten rusten op de onderflens van de geïntegreerde ligger. De oplegdruk onder de platen wordt aangenomen over een breedte van 60 mm en neemt lineair af naar de rand van de onderflens. Dit is een voorzichtige aanname, omdat de kanaalplaten over een breedte van tenminste 70 mm moeten worden opgelegd. Bovendien liggen de platen, als gevolg van de zeeg, met hun uiterste rand op de stalen onderflens. De oplegdruk is te schematiseren tot een equivalente lijnbelasting op 40 mm vanaf de rand van de onderflens (afb. 9.21).

De resulterende oplegkracht grijpt zelden in het zwaartepunt van de liggerdoorsnede aan, bijvoorbeeld omdat de vloervelden aan weerszijden van de ligger een ongelijke overspanning hebben of omdat de belasting niet gelijk is. Er resteert dan een excentriciteitsmoment op de ligger. Er kunnen zich nu twee extreme mogelijkheden voordoen:

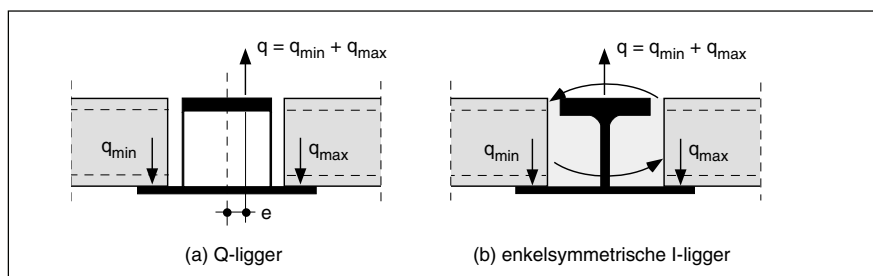
- de ligger is oneindig torsiestijf, ontwikkelt een wringend moment en draagt dit af bij de oplegging;
- de ligger is oneindig torsieslap, tordeert (voor zover de oplegging van de vloer dat toestaat) en veroorzaakt een negatief steunpuntsmoment in de vloer.

In het eerste geval grijpt de vloerbelasting excentrisch aan op de ligger, terwijl in het tweede geval de vloerbelasting noodgedwongen altijd aangrijpt in het (rotatie)-centrum van de doorsnede. Q- of hoedprofielen, met een afgesloten holle ruimte

9.21. Oplegging van een vloerplaat in detail.



9.22. Opname van excentrische oplegkrachten via (a) wringende momenten in de ligger en (b) negatieve momenten in de voegvulling en de kanaalplaten.



met twee lijven, kunnen als torsiestijf worden aangemerkt; I-profielen, met een enkel lijf, als torsieslap (afb. 9.22).

Voor de krachtsverdeling in de lengterichting van de liggers is het verschil tussen statisch bepaalde (ingehangen tussen kolommen) en statisch onbepaalde liggers (doorgaand uitgevoerd) van belang.

Bij *statisch bepaalde liggers* volgt de krachtsverdeling direct uit het evenwicht. De overspanning van eenveldsliggers is gelijk aan de dagmaat tussen de opleggingen, vaak ongeveer 5% minder dan de kolomafstand.

Bij *statisch onbepaalde liggers* volgt de krachtsverdeling uit de stijfheidsverhouding van de verschillende overspanningen (berekening volgens de elasticiteitsleer) of direct uit het evenwicht tussen de plastische scharnieren (berekening volgens de plasticiteitsleer). De overspanningen van de liggers komen overeen met de kolomafstanden. Een berekening volgens de plasticiteitsleer is alleen toegestaan, als zich boven een steunpunt een plastisch scharnier kan ontwikkelen met voldoende rotatiecapaciteit. Aan deze voorwaarde wordt alleen voldaan door liggers die boven het steunpunt een doorsnedeklasse 1 bezitten.

9.4 Doorsnedeklasse

De doorsnedeklasse van een profiel hangt af van de relatieve slankheid van de op druk belaste profieldelen, van de toegepaste staalsoort en van de fabricagemethode (gewalst of gelast). NEN 6770 definieert uitsluitend doorsnedeklassen voor dubbelsymmetrische profielen met een symmetrische spanningsverdeling. Deze definitie is afgeleid van de algemene formulering voor op druk en buiging belaste doorsneden in NEN 6771; deze algemene formulering geldt ook voor enkelsymmetrische I- en Q-profielen. Omdat het bovenste en onderste deel van deze liggers verschillend zijn, is een onderscheid nodig tussen doorsneden met een positief (in het veld) en doorsneden met een negatief moment (boven het steunpunt). De staalsoort van geïntegreerde liggers is altijd FeE 355.

■ *In het veld*, tussen twee steunpunten, hangt de doorsnedeklasse af van de plooi gevoeligheid van het bovenste deel van de ligger. Bij enkelsymmetrische I-

liggers is dat een warmgewalst profiel(deel), dat vrijwel altijd tot doorsnedeklasse 1 (plastische doorsneden) mag worden gerekend. Voor Q-liggers (hoedliggers) met een gelaste bovenflens volgt de doorsnedeklasse uit tabel 9.23.

De relatieve slankheid β_{rel} voor de bovenflens wordt als volgt gedefinieerd:

$$\beta_{rel} = \frac{b_o}{t_o} \sqrt{\frac{355}{235}} = 1,23 \frac{b_o}{t_o} \quad (9.5)$$

De relatieve slankheid ζ_{rel} voor de lijven is afhankelijk van de beschouwde spanningsverdeling en van de ligging van de neutrale lijn:

$$\zeta_{rel} = 2,46 \frac{h_o}{t_w} \left(= \frac{2h_o}{t_w} \sqrt{\frac{355}{235}} \right) \quad \text{plastisch} \quad h_o \leq h_u \quad (9.6)$$

$$\zeta_{rel} = 2,46 \frac{h_o}{t_w} \left(\frac{12 - h_u/h_o}{11} \right) \quad \text{plastisch} \quad h_o > h_u \quad (9.7)$$

$$\zeta_{rel} = 2,46 \frac{h_o}{t_w} \sqrt{\frac{h_o}{h_u}} \quad \text{elastisch} \quad h_o \leq h_u \quad (9.8)$$

$$\zeta_{rel} = 2,46 \frac{h_o}{t_w} \left(1 + \frac{1}{2} \left(\frac{h_u}{h_o} \right) - \frac{1}{2} \left(\frac{h_u}{h_o} \right)^2 \right) \quad \text{elastisch} \quad h_o > h_u \quad (9.9)$$

Hierin is:

b_o breedte van de aangelaste bovenflens tussen twee lijven;

h_o hoogte van het gedrukte deel van het lijf, gemeten tot het begin van de afronding of de lasverbinding met de bovenflens;

h_u hoogte van het getrokken deel van het lijf, gemeten tot het begin van de afronding of de hoeklas met de onderflens;

t_o dikte van de aangelaste bovenflens;

t_w dikte van het lijf.

In de praktijk is b_o/t_o ten hoogste $300/12 = 25$ en geldt $\beta_{rel} \leq 31$, zodat de gelaste bovenplaat in Q- of hoedliggers over voldoende vervormingscapaciteit beschikt om in de doorsnede een volplastische spanningsverdeling te laten ontstaan.

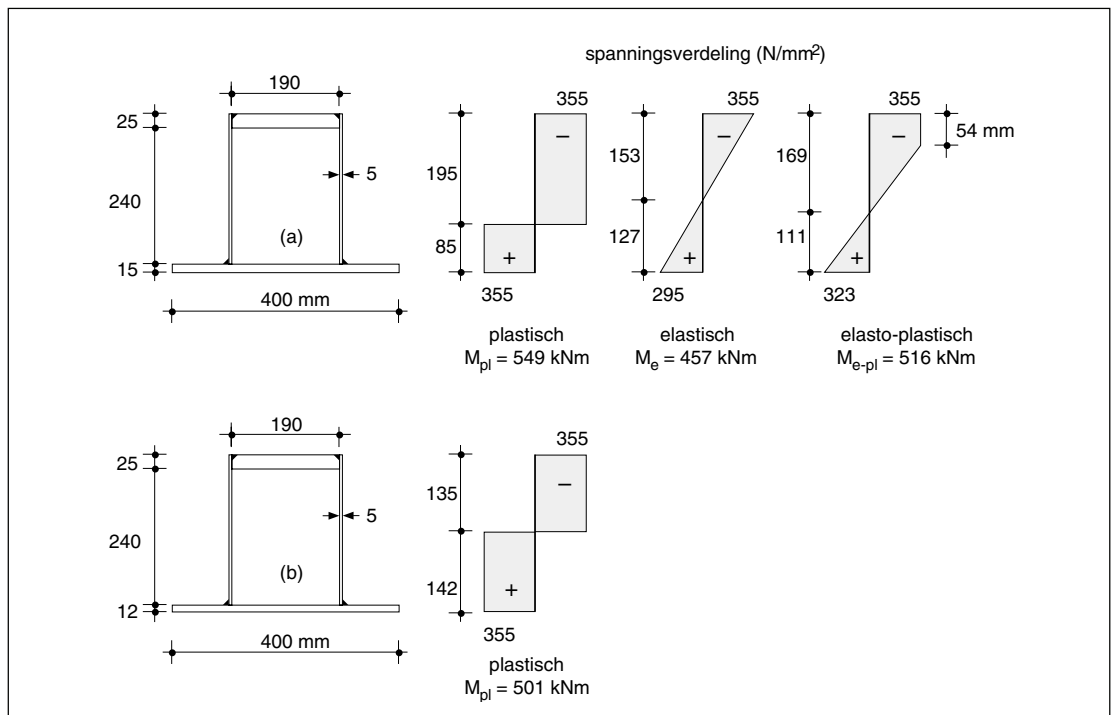
Gelet op de slankheid van de lijven is echter enig voorbehoud geboden. De hoeveelheid materiaal in de lijven kan, in verhouding tot die in de flenzen, betrekkelijk gering zijn. De neutrale lijn van een enkelsymmetrische doorsnede met een plastische spanningsverdeling kan dan in de onderflens komen te liggen. In dat geval wordt het gehele lijf gedrukt en blijft de hoogte-dikte verhouding van het lijf beperkt tot ongeveer 31 (klasse 1 of 2).

De classificatie van doorsneden onderscheidt slechts een volplastische (klasse 1 en 2) en een zuiver elastische spanningsverdeling (klasse 3 en 4); voor een elasto-plastische spanningsverdeling – een tussenvorm – wordt geen methode gegeven.

9.23. Doorsnedeklasse van Q- of hoedliggers onder een positief buigend moment.

spanningsverdeling	relatieve slankheid	doorsnedeklasse
plastisch	$\beta_{rel} \leq 33$ en $\zeta_{rel} \leq 72$	klasse 1 (plastisch)
plastisch	$\beta_{rel} \leq 38$ en $\zeta_{rel} \leq 83$	klasse 2 (gedrongen)
elastisch	$\beta_{rel} \leq 42$ en $\zeta_{rel} \leq 124$	klasse 3 (semi-gedrongen)
elastisch	$\beta_{rel} > 42$ of $\zeta_{rel} > 124$	klasse 4 (slank)

9.24. Positieve momentcapaciteit hangt af van de doorsnedeklasse.



Dit leidt soms tot de vreemde situatie dat door materiaal te reduceren een hogere sterkte kan worden bereikt. Als voorbeeld wordt een hoedligger van het type THQ genomen met een bovenplaat 190×25 mm², twee lijven 265×5 mm² en een onderplaat 400×15 mm² (afb. 9.24a).

Een plastische spanningsverdeling is niet toegestaan, omdat de relatieve slankheid ζ_{rel} van de lijven groter is dan 83. Met een elastische spanningsverdeling voldoet de doorsnede ruimschoots aan de definitie van klasse 3 en bereikt een maximaal moment van 457 kNm.

Als echter een dunnere onderplaat van 12 mm dikte wordt toegepast (afb. 9.24b), blijkt de doorsnede tot klasse 1 te behoren met een momentcapaciteit van 501 kNm. Deze schijnbare tegenstrijdigheid verdwijnt, als onder klasse 2 ook een elasto-plastische spanningsverdeling wordt geaccepteerd met dezelfde grensslankheid als voor een plastische spanningsverdeling. Dit is een conservatieve en derhalve acceptabele benadering, die in dit voorbeeld een toename van de doorsnede-capaciteit laat zien van 13% (van 457 kNm naar 516 kNm). Om de volledige plastische momentcapaciteit te kunnen benutten, moet in het voorbeeld de lijfdikte worden verhoogd van 5 naar 6 mm; dat betekent voor de ligger een gewichtstoename van slechts 4%.

■ *Boven een steunpunt* hangt de doorsnedeklasse van doorgaande liggers af van zowel de relatieve slankheid van de uitkragende delen van de onderflens als van het gedrukte deel van de lijven. Het gedrukte deel van de onderflens tussen twee lijven, in het geval van een Q-profiel, is hierin niet maatgevend. De relatieve slankheden worden als volgt gedefinieerd:

$$\beta_{rel} = \frac{b_u - e_2}{2t_u} \sqrt{\frac{355}{235}} = 0,615 \frac{b_u - e_2}{t_u} \quad (9.10)$$

$$\zeta_{\text{rel}} = 2,46 \frac{h_u}{t_w} \left(= \frac{2h_u}{t_w} \sqrt{\frac{355}{235}} \right) \quad \text{plastisch} \quad h_u \leq h_o \quad (9.11)$$

$$\zeta_{\text{rel}} = 2,46 \frac{h_u}{t_w} \left(\frac{12 - h_o/h_u}{11} \right) \quad \text{plastisch} \quad h_u > h_o \quad (9.12)$$

$$\zeta_{\text{rel}} = 2,46 \frac{h_u}{t_w} \sqrt{\frac{h_u}{h_o}} \quad \text{elastisch} \quad h_u \leq h_o \quad (9.13)$$

$$\zeta_{\text{rel}} = 2,46 \frac{h_u}{t_w} \sqrt{\frac{h_u}{h_o}} \quad \text{elastisch} \quad h_u > h_o \quad (9.14)$$

Hierin is:

b_u breedte van de gedrukte, aangelaste onderplaat;

e_2 afstand tussen de twee lasrupsen waarmee de onderflens is vastgelast (buitenwerks gemeten);

h_o hoogte van het getrokken deel van het lijf, gemeten tot het begin van de afronding of de lasverbinding met de bovenflens;

h_u hoogte van het gedrukte deel van het lijf, gemeten tot het begin van de afronding of de hoeklas met de onderflens;

t_w dikte van het lijf.

De classificatie van steunpuntsdoorsneden volgt uit tabel 9.25.

Liggers van het type TBB, waarbij de onderflens en de lijven bestaan uit twee helften van een warmgewalst profiel, kunnen eveneens volgens tabel 9.25 worden geclassificeerd. Echter in formule (9.10) moet voor e_2 de afstand hart op hart van de lijven worden ingevuld, waarna de aldus berekende waarde van β_{rel} met 1 moet worden verlaagd.

Ook een omgekeerde ligger van het type IFB, waarbij een gehalveerd HP-profiel zowel het lijf als de onderflens vormt, wordt op dezelfde wijze geclassificeerd. Echter in formule (9.10) geldt $e_2 = 0$, waarna de aldus berekende waarde voor β_{rel} vervolgens met 1 moet worden verlaagd.

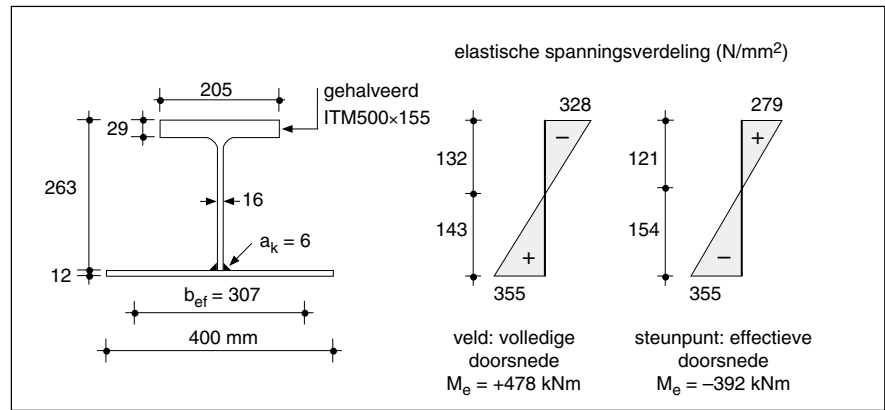
De lijven van enkelsymmetrische I-liggers mogen als niet-plooigevoelig worden aangemerkt. Voor dunne lijven van Q-liggers gelden hier dezelfde overwegingen als in het geval van een positief moment in het veld. Veelal is de slankheid van de ondergelaste plaat maatgevend voor de doorsnedeklasse boven een steunpunt en voor de toegestane rekenmethode.

Voor doorgaande liggers is vooral klasse 1 van belang, omdat dan voldoende rotatiecapaciteit aanwezig is voor de vorming van een plastisch scharnier en herverdeling van momenten. Van alle geïntegreerde liggers met een ondergelaste plaat, met uitzondering van het type IFB, kraagt de onderplaat ongeveer 95 mm uit gemeten vanaf de lasverbinding. Een plaatdikte van 8 mm beantwoordt dan aan

9.25. Doorsnedeklasse boven een steunpunt in doorgaand uitgevoerde liggers met aangelaste onderflens.

spanningsverdeling	relatieve slankheid	doorsnedeklasse
plastisch	$\beta_{\text{rel}} \leq 9$ en $\zeta_{\text{rel}} \leq 72$	klasse 1 (plastisch)
plastisch	$\beta_{\text{rel}} \leq 10$ en $\zeta_{\text{rel}} \leq 83$	klasse 2 (gedrongen)
elastisch	$\beta_{\text{rel}} \leq 14$ en $\zeta_{\text{rel}} \leq 124$	klasse 3 (semi-gedrongen)
elastisch	$\beta_{\text{rel}} > 14$ of $\zeta_{\text{rel}} > 124$	klasse 4 (slank)

9.26. Momentcapaciteit van de steunpuntsdoorsnede (klasse 4) van een IFB-ligger.



klasse 4, 10 mm aan klasse 3 en 12 mm aan klasse 2, terwijl tenminste een plaatdikte van 15 mm nodig is voor klasse 1.

Geïntegreerde liggers van het type IFB zijn als stalen ligger minder geschikt voor een doorgaande uitvoering. Normaal is de onderplaat minimaal 400 mm breed. Tot een dikte van maximaal 20 mm is dan uitsluitend een elastische spanningsverdeling toegestaan. Bij een dikte van maximaal 15 mm mag zelfs niet de volledige plastische sterkte van de onderflens in rekening worden gebracht (klasse 4). Het is in dat geval wel toegestaan elastisch te rekenen met een smallere onderflens met een effectieve breedte b_{ef} , zodanig dat de drukkracht in de flens maximaal gelijk is aan de kritische waarde die wordt bereikt bij een grensslankheid $\beta_{rel} = 14$ (overgang van klasse 3 naar klasse 4). Dit is een conservatieve en dus veilige methode om de nakritische sterkte van slanke doorsneden in rekening te brengen. De maximaal opneembare drukkracht in de onderflens bedraagt zodoende:

$$N = b_{ef} t_u 355 \quad (9.15)$$

met

$$b_{ef} = e_2 + 28 t_u \sqrt{\frac{235}{355}} = e_2 + 22,8 t_u \quad (\text{aangelaste onderflens}) \quad (9.16)$$

$$b_{ef} = 30 t_u \sqrt{\frac{235}{355}} = 24,4 t_u \quad (\text{gewalste onderflens}) \quad (9.17)$$

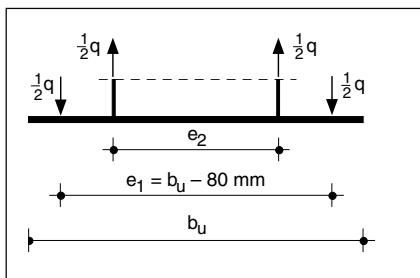
Afbeelding 9.26 illustreert de berekening van de momentcapaciteit van een steunpuntsdoorsnede in klasse 4.

9.5 Capaciteit van plastische en gedrongen doorsneden (klasse 1 en 2)

Buiging

Bij het bepalen van het uiterste moment van de liggerdoorsnede moet rekening worden gehouden met dwarsbuiging van de onderflens. Een deel van de flens is daardoor niet beschikbaar om ook in lengterichting een aandeel in de doorsnedecapaciteit te leveren. Rekenkundig moet daarom de bruto doorsnede worden gereduceerd om vervolgens van de overblijvende effectieve doorsnede de capaciteit te bepalen.

De achterliggende theorie beschrijft de twee-assige spanningstoestand in de onderflens als gevolg van buiging in twee richtingen [34]. Daarbij wordt uitgegaan van een



9.27. Evenwichtssituatie van de onderflens in dwarsrichting.

volplastisch materiaalgedrag in de onderflens. De evenwichtssituatie van een tweezijdige belasting op de onderflens van een geïntegreerde ligger kan voor dit doel worden beschreven met de situatie in afbeelding 9.27.

De effectieve doorsnede van de flens onder deze belastingssituatie volgt uit:

$$A_{u,ef} = \psi A_u \quad (9.18)$$

$$A_u = \text{bruto doorsnede onderflens} = b_u t_u \quad (9.19)$$

$$\psi = 1 - \frac{3\mu^2 \sqrt{3} t_u + \lambda \mu (2e_1 + e_2) - \lambda^2 (e_1 - e_2)}{6\mu b_u} \quad (9.20)$$

met

$$\mu = \frac{q(e_1 - e_2)}{f_y t_u^2} \quad (9.21)$$

$$\lambda = 1 - \sqrt{1 - \mu} \quad (9.22)$$

In de praktijk komen drie verschillende ‘ophangsystemen’ voor (afb. 9.28).

Voor THQ-liggers volgt de factor ψ uit de substitutie $e_1 = b_u - 80$ mm en $e_2 = b_o$, terwijl voor IFB-liggers praktisch kan worden aangehouden $e_2 = 0$.

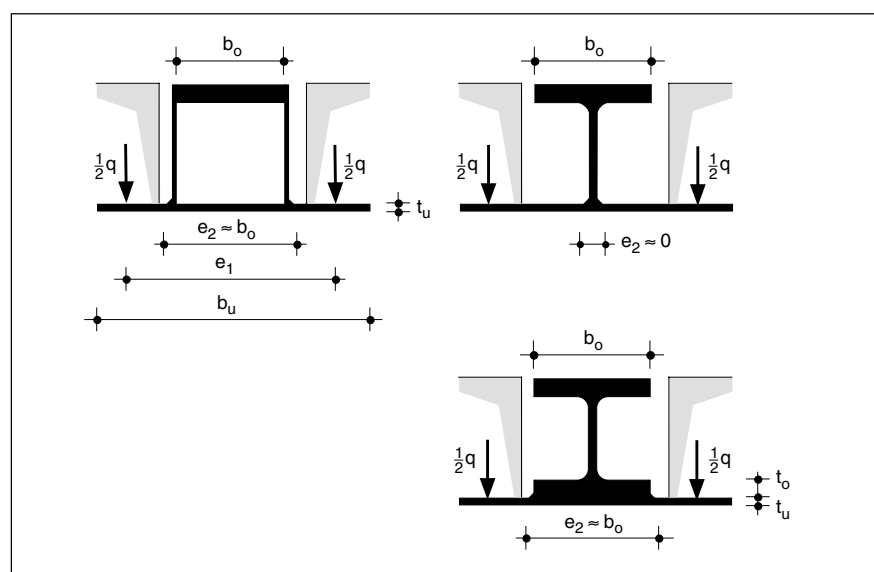
Bij SFB-liggers is sprake van een gecombineerde onderflens met een bruto doorsnede $A_o + A_u$, waarin A_o de flensdoorsnede van het profiel is en A_u de doorsnede van de aangelaste plaat. De effectieve doorsnede kan geschreven worden als $\psi_o A_o + \psi_u A_u$. De factor ψ_o wordt bepaald met formule (9.20) door substitutie van $b_u = b_o$, $e_1 = b_o$, $t_u = t_o$ en $e_2 \approx 0$, terwijl de factor ψ_u met dezelfde formule wordt bepaald door substitutie van $e_1 = b_u - 80$ mm en $e_2 = b_o$, zoals voor Q-liggers.

De invloed van dwarsbuiging op de momentcapaciteit van de liggerdoorsnede is meestal verwaarloosbaar. Alleen bij liggers van het type IFB kan dit aspect significant zijn. De momentcapaciteit bedraagt in elk geval:

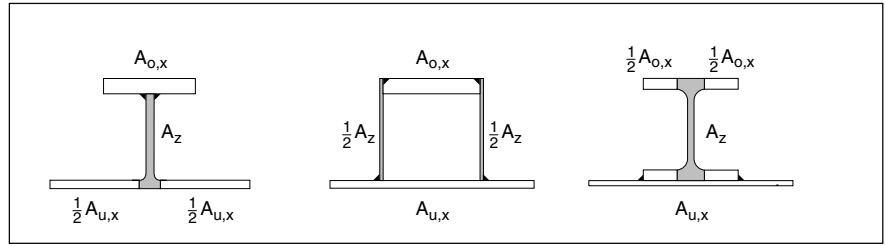
$$M_{y,pl} = W_{y,pl} f_y \quad (9.23)$$

Hierin wordt $W_{y,pl}$ betrokken op de effectieve profieldoorsnede en is $f_y = 355$ N/mm².

9.28. ‘Ophanging’ van de onderflens aan de ligger.



9.29. Maximaal beschikbare lijfdoorsnede A_z voor de dwarskrachtcapaciteit (plastisch).



Dwarskracht en steunpuntsinteractie

De dwarskrachtcapaciteit wordt geheel ontleend aan de lijfdoorsnede A_z . Deze doorsnede strekt zich uit tot aan de lasverbinding met een flens of, in het geval van een gewalst profieldeel, tot juist voorbij de afronding in de flens (afb. 9.29). De dwarskrachtcapaciteit bedraagt:

$$V_{z,pl} = \frac{1}{3} \sqrt{3} A_z f_y \quad (9.24)$$

Bij een excentrische vloerbelasting neemt een van de beide lijven van een Q- of hoedligger een grotere dwarskracht op. De maximale dwarskracht moet in dat geval kleiner zijn dan de helft van de totale dwarskrachtcapaciteit $V_{z,pl}$.

In een steunpuntsdoorsnede is er sprake van interactie tussen de dwarskracht $V_{z,s}$ en het buigend moment $M_{y,s}$. Deze interactie moet voldoen aan de voorwaarde [32]:

$$\frac{M_{y,s}}{M_{y,pl}} + \left(\frac{A_z}{A_m} \cdot \frac{V_{z,s}}{V_{z,pl}} \right)^{\beta_y} \leq 1 \quad (9.25)$$

met

$$\beta_y = \frac{A_m h_f}{2W_{y,pl}} \quad (9.26)$$

$$A_m = A - |A_{o,x} - A_{u,x}| \quad (9.27)$$

Hierin is:

A oppervlak van de effectieve profieldoorsnede ($A_{o,x} + A_z + A_{u,x}$);

$A_{o,x}$ doorsnede van de bovenflens die nog beschikbaar is voor het buigend moment $M_{y,s}$, als $V_{z,s} = V_{z,pl}$;

$A_{u,x}$ doorsnede van de onderflens die nog beschikbaar is voor het buigend moment $M_{y,s}$, als $V_{z,s} = V_{z,pl}$;

A_m oppervlak van een schijnbaar dubbelsymmetrische profieldoorsnede;

h_f afstand hart op hart tussen de flenzen.

Voor doorgaande liggers waarin de krachtsverdeling elastisch wordt bepaald, is de verhouding tussen $V_{z,s}$ en $M_{y,s}$ constant. Voor een steunpuntsdoorsnede van klasse 2 is daarmee onmiddellijk de uiterst opneembare combinatie van $M_{y,s}$ en $V_{z,s}$ te bepalen. Hetzelfde geldt voor statisch bepaalde Gerberliggers.

Voor statisch onbepaalde liggers met een steunpuntsdoorsnede van klasse 1 mag echter worden gerekend op de vorming van een plastisch scharnier en herverdeling van momenten. In een plastisch scharnier is de verhouding tussen $V_{z,s}$ en $M_{y,s}$ niet meer constant; de combinatie moet voor de instandhouding van een volplastische spanningsverdeling voldoen aan de voorwaarde:

$$\frac{M_{y;s}}{M_{y;pl}} + \left(\frac{A_z}{A_m} \cdot \frac{V_{z;s}}{V_{z;pl}} \right)^{\beta_y} = 1 \quad (9.28)$$

Feitelijk stelt de verhouding tussen $V_{z;s}$ en $M_{y;s}$ zich zodanig in, dat bij toenemende belasting steeds wordt voldaan aan de evenwichtsvoorwaarde (afb. 9.30). Voor het eindveld van een gelijkmatig belaste, statisch onbepaalde ligger met lengte ℓ bijvoorbeeld geldt in zo'n situatie:

$$V_{z;s} = \frac{1}{\ell} (4M + M_{y;s}) \quad (9.29)$$

met

$$M = \text{momentensom over de ligger} = \frac{1}{8} q \ell^2 \quad (9.30)$$

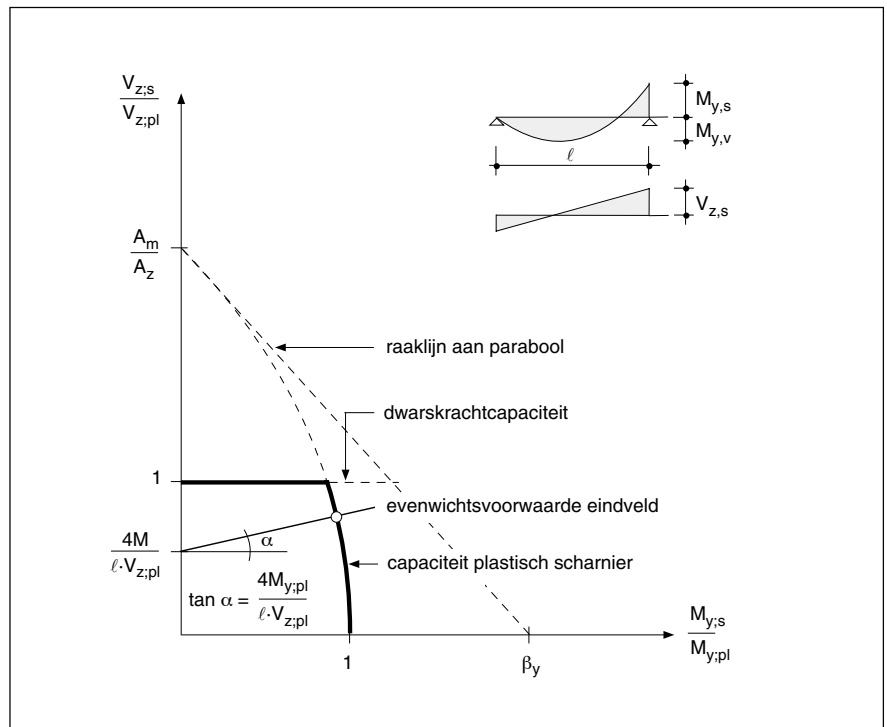
Met de uitdrukkingen (9.28) en (9.29) worden $V_{z;s}$ en $M_{y;s}$ vastgesteld. Uiteraard moet ten minste voldaan zijn aan de dwarskrachtvoorwaarde:

$$\frac{4M}{V_{z;pl} \ell} \leq 1 \quad (9.31)$$

Het uiterste draagvermogen van de ligger wordt pas bereikt als het maximale veldmoment $M_{y,v}$ gelijk is aan de positieve momentcapaciteit $M_{y,u}$ van de ligger. Het hangt van de doorsnedeklasse ter plaatse af, of dat het plastisch moment van de effectieve doorsnede, dan wel het elastisch moment van de bruto doorsnede is. Voor het eindveld geldt dan:

$$\frac{M_{y,v}}{M_{y,u}} \leq 1 \quad \text{met} \quad M_{y,v} = M \left(1 - \frac{M_{y;s}}{4M} \right)^2 \quad (9.32)$$

9.30. Bepaling van de momentenverdeling in het eindveld volgens de plasticiteitsleer.



10 Dimensionering van de stabiliteitsvoorzieningen

In het constructieconcept met kanaalplaten en geïntegreerde liggers is de staalconstructie een aaneenschakeling van geschoorde raamwerken die de verticale belastingen opnemen. Horizontale belastingen door wind en initiële scheefstand worden plaatselijk door stabiliteitswanden, veelal in de vorm van vakwerken, naar de fundering afgevoerd. De vloeren zorgen er voor dat de windbelasting op de gevels naar de stabiliteitswanden wordt geleid; de vloeren fungeren daarbij als horizontale ligger of schijf.

Dit hoofdstuk gaat in op de schematisering en detaillering van de vloerconstructie als horizontale schijf. Daarnaast worden economische ontwerpregels afgeleid voor het dimensioneren van verticale stalen stabiliteitsvakwerken.

10.1 Vloer als horizontale schijf

De vloeren bestaan uit geprefabriceerde betonnen kanaalplaten, direct naast elkaar opgelegd op stalen liggers. Een dergelijke vloer is op twee manieren tot één horizontale schijf te maken:

- met een constructieve (gewapende) druklaag;
- met een constructieve voegvulling en een mechanische koppeling van de kanaalplaten.

Een in het werk gestorte, gewapende druklaag met een dikte van ten minste 5 cm werkt constructief als een monolite schijf voor het opnemen van horizontale belastingen. De berekening van een gewapende druklaag verloopt identiek aan die van een gewapende betonconstructie en wordt hier niet verder behandeld. Vaak echter is een druklaag om constructieve redenen niet noodzakelijk. Een in het werk gestorte druklaag kan ook een ongewenste verstoring zijn van het bouwen met geprefabriceerde bouwdelen. Bovendien neemt de dikte, en daardoor het gewicht, van de vloer toe.

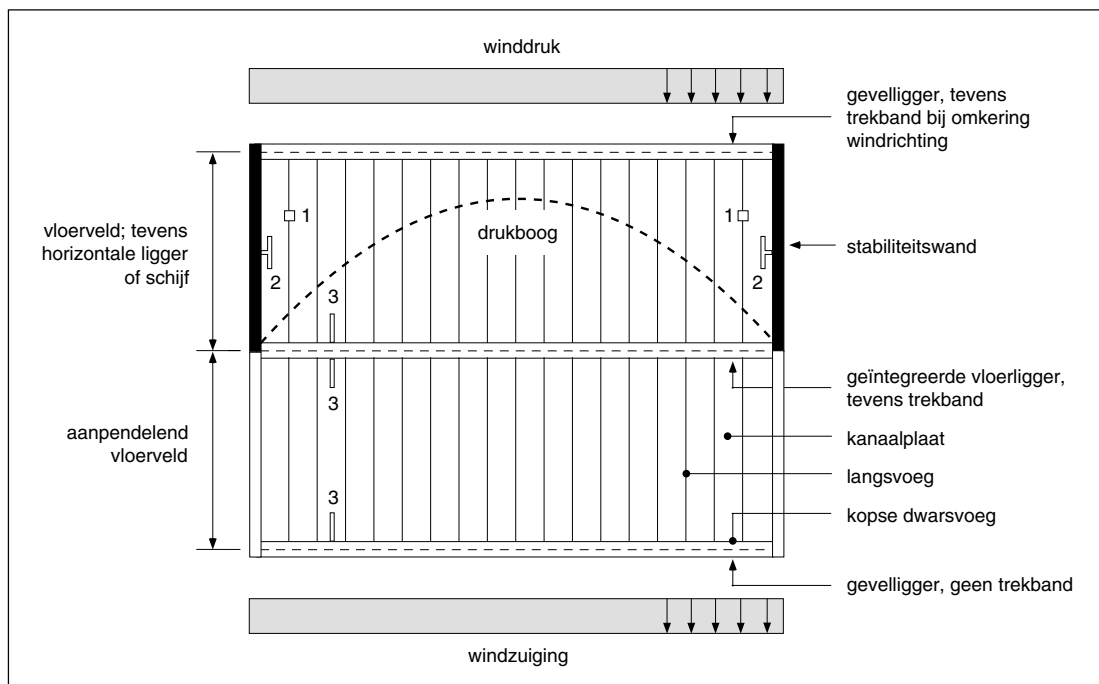
Zonder druklaag zorgen de voegen en de mechanische koppelingen van de kanaalplaten voor de krachtsoverdracht [19]. Volstaan wordt met een afwerklaag om de bovenzijde van de vloer te egaliseren (zie afb. 7.2).

Schijfwerking zonder druklaag

Voor de controle van de vloer als horizontale ligger of schijf moeten de belastingen op en de krachtsverdeling in de constructie bekend zijn. De krachtsverdeling mag lineair elastisch worden berekend, waarbij de vloer als een monolite, ongescheurde betonnen schijf wordt geschematiseerd [19]. De horizontale belasting veroorzaakt buigende momenten en schuifkrachten in het vlak van de vloer.

Een vloerveld bestaande uit stalen liggers en kanaalplaten wordt geschematiseerd tot één of meer statisch bepaalde horizontale schijven (afb. 10.1). Er zijn drie kenmerkende mechanische verbindingen te onderscheiden, namelijk:

10.1. Schematische plattegrond van een geprefabriceerde vloer in een verdiepinggebouw met de drie kenmerkende verbindingen: (1 = deuvelfverbinding; 2 = hamerkopverbinding; 3 = kopsleufverbinding).



- *deuvelfverbinding*: beugel, ingestort in een sparing in de langsvoeg tussen kanaalplaten onderling om de schuifkrachtcapaciteit te vergroten;
- *hamerkopverbinding*: haarspeldanker, ingestort in een sleuf in de vorm van een hamerkop, voor de verbinding tussen een kanaalplaat en een evenwijdige stalen ligger, die veelal deel uit maakt van een stabiliserend vakwerk. Bij een verbinding van een kanaalplaat met een betonnen stabiliteitswand via een stekkenbak of ankerbussen wordt de haarspeld vervangen door rechte ankerstaven;
- *kopsleufverbinding*: ankerstaaf, ingestort in een kopsleuf of opgenomen in de langsvoeg, voor de verbinding van een kanaalplaat en een stalen ligger of tussen kanaalplaten onderling aan weerszijden van een kopse voeg. De stalen ligger fungeert veelal als trekband.

Afhankelijk van het aantal stalen liggers die als trekband fungeren, is een vloer te schematiseren tot meerdere horizontale liggers met elk een hoogte gelijk aan de overspanning van de kanaalplaten of tot één horizontale ligger met een hoogte gelijk aan de diepte van het gebouw.

De grootte van de optredende buigende momenten en de schuifkrachten, volgend uit een lineair elastische berekening, bepaalt de over te brengen krachten in de voegen. Gecontroleerd moet worden of deze krachten inwendig door de vloer kunnen worden opgenomen.

Een inwendig koppel normaalkrachten neemt het buigend moment over een langsvoeg op. De normaaldrukkrachten kunnen zonder problemen worden overgedragen door met mortel gevulde voegen. Voor het opnemen van normaaltrekkkrachten is een trekband nodig die, ter plaatse van de eerste en laatste kanaalplaat in elk vloerveld, volledig achter de drukboog moet worden verankerd. De langsvoegen dragen ook de schuifkrachten over.

Deuvelverbinding

Na het leggen van de kanaalplaten worden de langsvoeegen met betonmortel gevuld. In een langsvoeg zijn geen additionele mechanische verbindingen nodig, indien aan de volgende twee eisen wordt voldaan:

$$T_d \leq N'_c \quad (10.1)$$

$$\tau_d = \frac{T_d}{bd} < 0,1 \text{ N/mm}^2 \quad (10.2)$$

Hierin is:

b hoogte van de vloerschijf in het horizontale vlak;

d hoogte van de voeg (= dikte kanaalplaat);

N'_c normaaldrukkracht loodrecht op de langsvoeg, veroorzaakt door het buigend moment in het vlak van de vloerschijf (= normaaltrekkracht in de trekband);

T_d rekenwaarde voor de langsschuifkracht in de voeg.

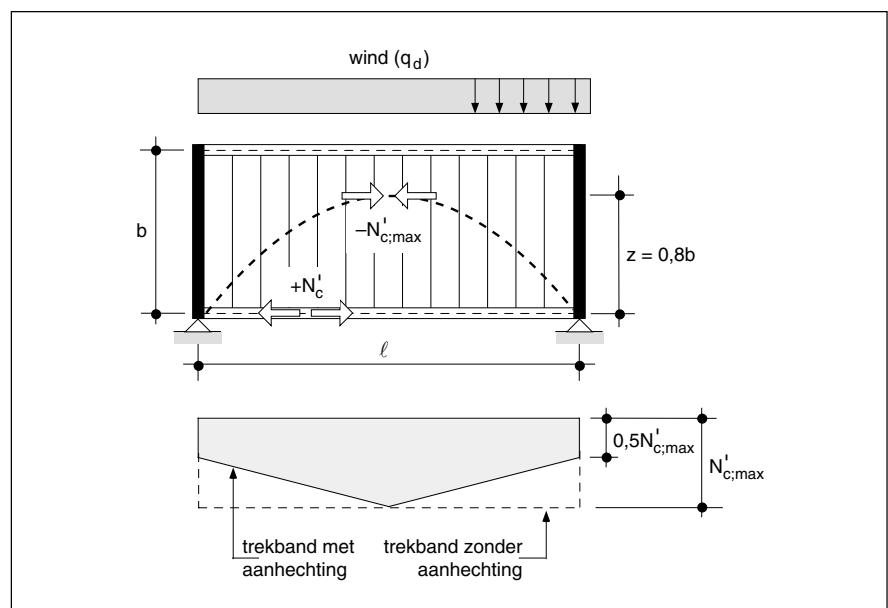
De schuifkrachtcapaciteit van alle stalen liggers in de buigdrukzone loodrecht op de langsvoeegen mag op τ_d in mindering worden gebracht. Dit geldt zowel voor liggers in de gevelzone als voor inpandige liggers. Als er sprake is van aanhechting tussen trekband en vloerschijf, bijvoorbeeld via kopsleufverbindingen, dient voor een tweezijdig opgelegde vloerschijf te worden aangehouden dat de trekkracht, en dus ook de normaaldrukkracht N'_c , rechtlijnig afneemt van $N'_{c;\max}$ in het veldmidden tot $0,5N'_{c;\max}$ bij de eindoplegging (afb. 10.2). Dat betekent evenwel dat de schuifkrachtcapaciteit van de langsvoeegen eveneens afneemt.

Uitgaande van een inwendige hefboomsarm $z = 0,8b$ geldt:

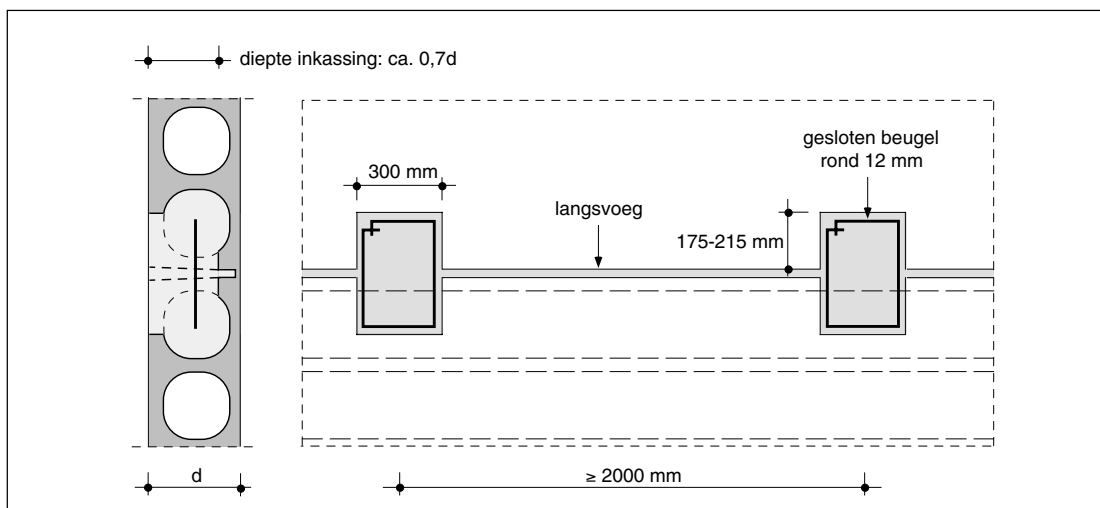
$$N'_{c;\max} = \frac{M_{d;\max}}{z} = \frac{\frac{1}{8}q_d\ell^2}{0,8b} \quad (10.3)$$

Indien een mechanische verbinding in de langsvoeg noodzakelijk is, koppelt een deuvelverbinding twee kanaalplaten via een ingestorte beugel in een rechthoekige

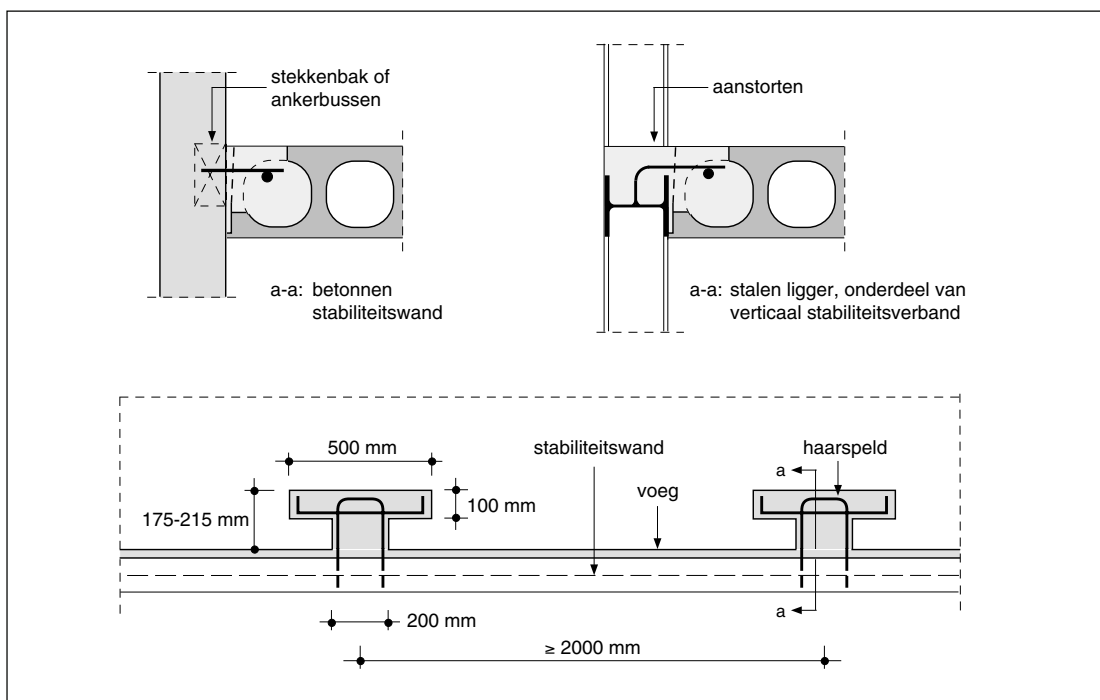
10.2. Tweezijdig opgelegde vloerschijf: geschematiseerd verloop van de normaalkracht N'_c in de vloerschijf en in de trekband.



10.3. Langsvoeg tussen twee kanaalplaten. Detaillering van rechthoekige deuvelsparingen (bovenaanzicht en dwarsdoorsnede).



10.4. Langsvoeg tussen kanaalplaat en stabiliteitswand. Detaillering van een hamerkopsparring (bovenaanzicht en dwarsdoorsneden) [22].



sparing [22]. De afmetingen van een deuvelsparing en de afstanden tot de plaatranden staan in afbeelding 10.3.

Hamerkopverbinding

In de langsvoeg tussen de vloerschijf en een stabiliteitswand moet altijd een mechanische schuifverbinding worden aangebracht om de horizontale belasting over te brengen. Een dergelijke verbinding komt tot stand via wapeningsstaven die zijn ingestort in zogeheten hamerkopsparringen (afb. 10.4).

De hamerkopverbinding werkt tevens in verticale zin als oplegging, zodat de vloer ter plaatse driezijdig is opgelegd. Daardoor ontstaan additionele buigende momenten in dwarsrichting en wringende momenten in de hoeken.

Bij buiging in dwarsrichting mag, vanwege de reductie van de doorsnede door de kanalen, voor de buigtreksterkte van het beton geen grotere waarde worden aangehouden dan de treksterkte gedeeld door 1,5. Volgens NEN 6720 [35] betekent dit voor:

$$\text{beton B55: } f_{br} = \frac{0,6 \cdot 3,8}{1,5} = 1,5 \text{ N/mm}^2 \quad (10.4)$$

$$\text{beton B65: } f_{br} = \frac{0,6 \cdot 4,3}{1,5} = 1,7 \text{ N/mm}^2 \quad (10.5)$$

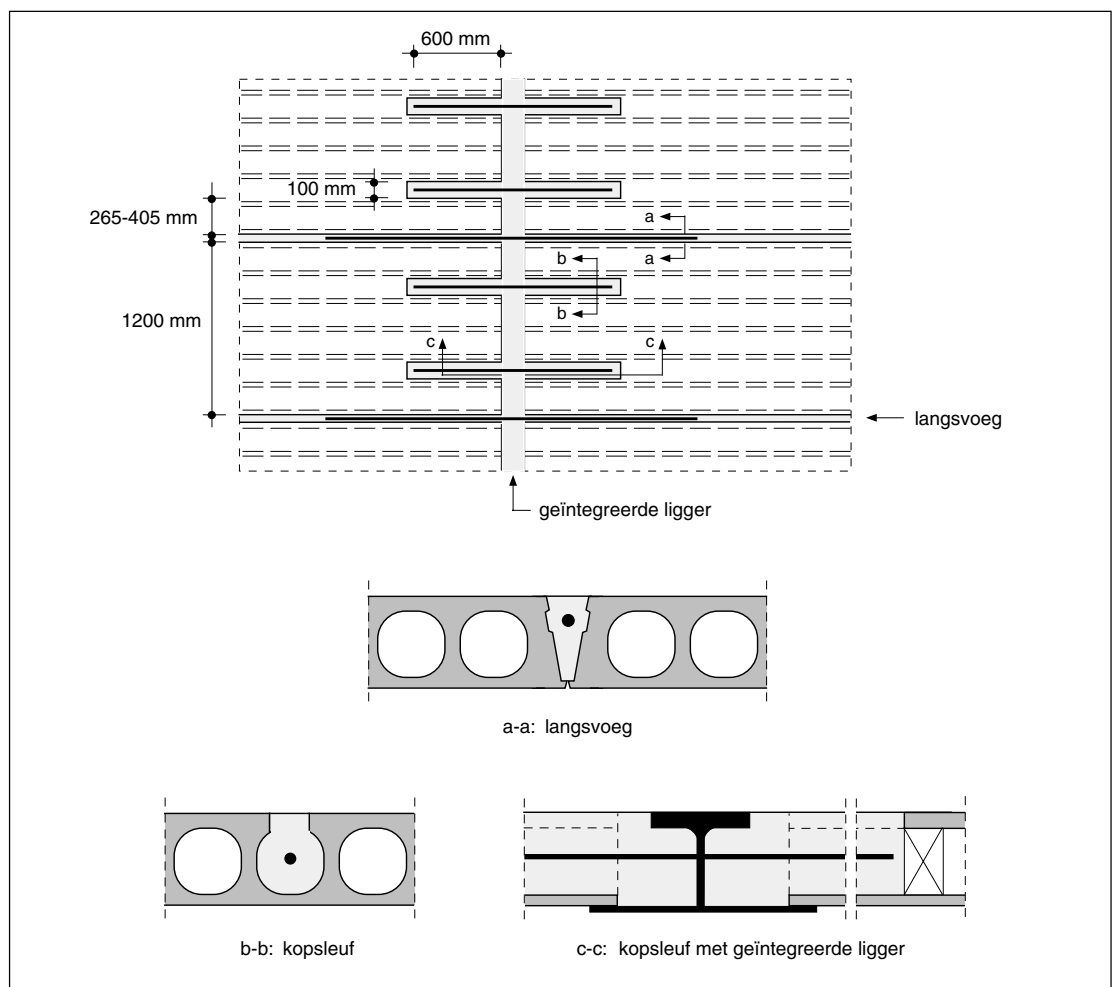
De marge ten opzichte van de treksterkte van B55 (3,8 N/mm²) respectievelijk B65 (4,3 N/mm²) bedraagt in dit geval een factor 2,5 en is in de praktijk voldoende groot om de additionele momenten zonder wapening op te nemen.

Kopsleufverbinding

Koppeling van de kanaalplaten in lengterichting kan nodig zijn om trekkrachten door windzuiging over te brengen, of om een verbinding met een stalen ligger of trekband in het gebouw tot stand te brengen. Het meest eenvoudig is om in de kelkvormige langsvoeg tussen twee kanaalplaten een wapeningsstaaf van maximaal 12 mm diameter ($A_a = 113 \text{ mm}^2$) te leggen met een verankeringslengte van ten minste 1200 mm (afb. 10.5). Een grotere staafdiameter mag niet worden gebruikt, omdat anders de voeg niet goed kan worden gevuld.

Indien rekenkundig een wapeningsdoorsnede van meer dan 100 mm²/m nodig is – wat in de praktijk meestal niet het geval is – is een verbinding met wapening in volgestorte kopsleuven mogelijk. Om in dat geval inklemmingsmomenten te vermijden, moet de koppelwapening zoveel mogelijk in het midden van de plaatdikte worden gelegd.

10.5. Kopsleuf tussen kanaalplaten en vloerligger. Detaillering van de kopsleufverbinding en van de langsvoeg (bovenaan-zicht en dwarsdoorsneden) [22].



10.2 Verticale stabiliteitsverbanden

Prestatie-eisen

Maatgevend voor het ontwerp van stabiliteitsverbanden is doorgaans niet de sterkte, maar de gewenste stijfheid. NEN 6702 stelt als eis dat de totale verplaatsing van de top ten opzichte van de fundering nooit groter mag zijn dan 1/500 van de gebouwhoogte. Bovendien mag het verschil in verplaatsing tussen twee opeenvolgende bouwlagen nooit groter zijn dan 1/300 van de verdiepinghoogte.

De uitwijking van een verdiepinggebouw hangt in hoofdzaak af van de grootte van de windbelasting. Het effect van scheefstand, waardoor de verticale belasting tevens een horizontale belasting veroorzaakt, is van minder belang. Zowel de initiële scheefstand van kolommen als gevolg van montagetoleranties als de eerste-orde uitbuiging door windbelasting veroorzaken een extra horizontale belasting. Voor de gemiddelde initiële scheefstand van stalen kolommen in een verdiepinggebouw wordt minimaal 2,5‰ aangenomen [31].

De eis met betrekking tot de totale uitwijking in NEN 6702 is om te zetten in een eis ten aanzien van de eerste-orde uitwijking [36]:

$$\varphi_s \leq \varphi_d \quad (10.6)$$

$$\varphi_d = \frac{2\text{‰}}{1 + \frac{Q}{F} (2\text{‰} + 2,5\text{‰})} = \frac{1}{500 + 2,25 \frac{Q}{F}} \quad (10.7)$$

Hierin is:

- φ_s optredende vervorming bij een eerste orde elastische berekening;
- F windbelasting per bouwlaag;
- Q gemiddeld aanwezige vloerbelasting per bouwlaag (permanente belasting + momentane deel van de veranderlijke belasting).

Een minimale stijfheidseis voor een stabiliteitsverband volgt uit de definitie van een star geschoord raamwerk: de relatieve horizontale doorbuiging bedraagt maximaal 2‰ indien 2% van de verticale vloerbelasting in horizontale richting zou werken. Hieraan wordt dus zeker voldaan als de windbelasting groter is dan 2% van de gemiddeld aanwezige vloerbelasting.

De relatieve vervorming φ_s van een stabiliteitsconstructie bestaat uit twee hoofdcomponenten: een hoekverdraaiing φ_0 van het aanlegniveau door vervormingen in en onder de fundering, en een vervorming van het stalen vakwerk zelf, opgebouwd uit drie subcomponenten (afb. 10.6):

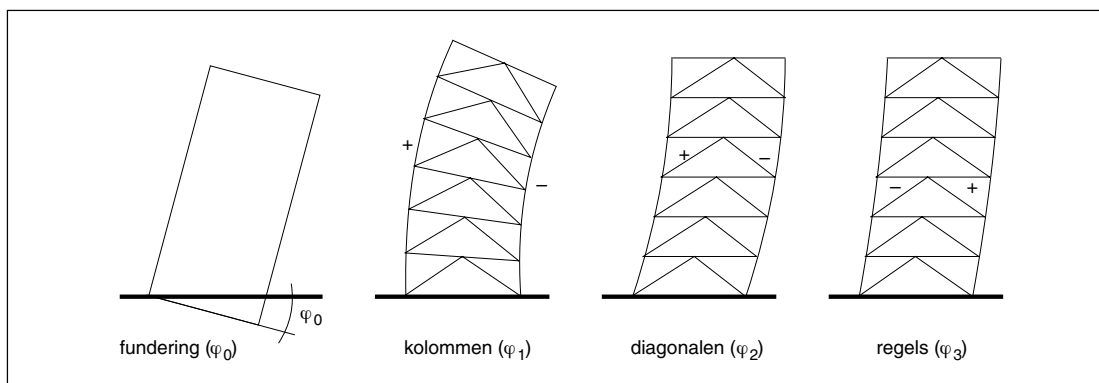
- φ_1 door tegengestelde lengteveranderingen in de kolommen;
- φ_2 door lengteveranderingen van de diagonalen of door schuifvervorming van dichte wandpanelen;
- φ_3 door lengteveranderingen van de regels.

Samengevat luidt de stijfheidsvoorwaarde $\varphi_s = \sum \varphi_i \leq \varphi_d$, ofwel:

$$\varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3 \leq \varphi_d - \varphi_0 \quad (10.8)$$

De invloed van de fundering hangt af van de breedte van het aanlegniveau, de

10.6. De horizontale uitwijking van een stabiliserend vakwerk bestaat uit vier componenten.



bodemgesteldheid en het type (paal)fundering. In het algemeen wordt voor de fundering onder een stabiliteitswand een rotatiestijfheid afgeleid, waaruit de hoekverdraaiing φ_0 volgt:

$$\varphi_0 = \frac{M_0}{C_0} \quad (10.9)$$

Hierin is:

M_0 windmoment op de fundering;

C_0 rotatieveerconstante.

Het is mogelijk vooraf een eis te stellen aan de rotatieveerconstante, om zo de hoekverdraaiing te beperken en onafhankelijk van het funderingsontwerp een ontwerp van de bovengrondse staalconstructie te maken. Een praktische ontwerpvoorwaarde daarvoor is $\varphi_0 = \varphi_d / (n + 1)$, waarin n het aantal bouwlagen is. Voor C_0 geldt dan:

$$C_0 \geq \frac{M_0}{\varphi_d} (n + 1) \quad (10.10)$$

Hiermee wordt bereikt dat de stijfheid van de fundering tenminste gelijk is aan de stijfheid die gemiddeld per bouwlaag van het stabiliteitsverband wordt geëist. Voor het stalen stabiliteitsverband boven het maaiveld resteert dan de prestatie-eis:

$$\varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3 \leq \varphi_d \frac{n}{n + 1} \quad (10.11)$$

Economisch dimensioneren

Voor elk type stabiliteitsvakwerk (zie afb. 5.4) kunnen de minimale kosten worden bepaald om bij gegeven belastingen en hoofdafmetingen te voldoen aan het stijfheidscriterium [36]. De relatieve uitwijking van het vakwerk φ , volgend uit een eerste-orde berekening, is de som van de afzonderlijke vervormingsbijdragen van respectievelijk de kolommen (φ_1), de diagonalen (φ_2) en de regels (φ_3). De totale gewichtshoeveelheid van het vakwerk G is de som van de afzonderlijke gewichtshoeveelheden van respectievelijk de kolommen (G_1), de diagonalen (G_2) en de regels (G_3). Vervorming en gewichtshoeveelheid zijn omgekeerd evenredig aan elkaar, afhankelijk van de belasting, het type vakwerk en de hoofdafmetingen. Hoe hoger het staalverbruik is, des te geringer is de uitwijking van het gebouw. Het produkt van de relatieve uitwijking φ van het vakwerk en de gewichtshoeveelheid G wordt aan-

geduid met C en is een maat voor de efficiëntie van het materiaalverbruik. Samen-
gevat:

$$C = \sum \varphi_i \Sigma G_i = (\varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3)(G_1 + G_2 + G_3) = \varphi G \quad (10.12)$$

Analoog hieraan worden voor de afzonderlijke componenten i ook partiële factoren C_i (voor de efficiëntie van het vakwerk) gedefinieerd:

$$C_i = \varphi_i G_i \quad (10.13)$$

Deze partiële factoren worden bepaald door de horizontale belasting en door de gekozen geometrie van het vakwerk. De berekening van deze factoren volgt verderop. De totale benodigde gewichtshoeveelheid volgt uit het vervormingscriterium, namelijk $\varphi = C/G \leq \varphi_d - \varphi_0$, zodat:

$$G \geq \frac{C}{\varphi_d - \varphi_0} \quad (10.14)$$

De totale gewichtshoeveelheid G kan slechts minimaal zijn, indien G optimaal is verdeeld over de afzonderlijke componenten. Daarvoor zou dan moeten gelden:

$$\sqrt{\frac{C_i}{C}} = \frac{G_i}{G} \quad (10.15)$$

zodat:

$$\sum_{i=1}^3 \sqrt{C_i} = \sqrt{C} \quad (10.16)$$

De minimale waarde C voor een gekozen vakwerktype wordt met (10.16) afgeleid uit de partiële componenten C_1 , C_2 en C_3 . Invulling van de gevonden waarde C in (10.14) levert dan de kleinst mogelijke gewichtshoeveelheid G. De bijbehorende optimale gewichtshoeveelheden voor elke afzonderlijke component volgen uit (10.15):

$$G_i = G \sqrt{\frac{C_i}{C}} \quad (10.17)$$

De omrekening van gewichtshoeveelheid naar gewicht per strekkende meter ligt vast voor elk type vakwerk. Op deze wijze kunnen betrekkelijk snel de mogelijke staafdoorsneden worden bepaald, waarna controle op sterkte en partiële stabiliteit de definitieve keuze bepaalt. De hier beschreven methode geeft ook snel inzicht in de vereiste hoeveelheid staal, afhankelijk van het type vakwerk en de hoofdafmetingen.

Het verdient de voorkeur niet op gewichtshoeveelheid, maar op totale kosten te optimaliseren. Immers de kosten per kg staal zijn voor kolommen van een andere orde van grootte dan die voor de diagonalen. De procedure verloopt nagenoeg gelijk, alleen moet nu worden gerekend in geldhoeveelheden.

De kosten per kilogram staal bedragen respectievelijk f_1 , f_2 en f_3 voor kolommen, diagonalen en regels. De totale kosten voor elke component kunnen worden geschreven als $F_i = f_i G_i$ en de efficiëntie daarvan als $D_i = f_i C_i$. De relatieve vervorming, uitgedrukt in hoeveelheden geld, wordt dan:

$$\varphi = \sum_{i=1}^3 \frac{D_i}{F_i} = \frac{D}{F} \quad (10.18)$$

Hierin is:

- F totale variabele kosten per vakwerk;
- D prijs-prestatie verhouding, uitgedrukt in geld.

De minimale waarde van D voor een gekozen vakwerktype volgt, analoog aan (10.16), uit de betrekking:

$$D = \left(\sqrt{D_1} + \sqrt{D_2} + \sqrt{D_3} \right)^2 \quad (10.19)$$

De laagst mogelijke kosten volgen uit het vervormingscriterium, namelijk $\varphi = D/F \leq \varphi_d - \varphi_0$, zodat:

$$F \geq \frac{D}{\varphi_d - \varphi_0} \quad (10.20)$$

De totale kosten voor elke afzonderlijke component ten slotte volgen uit:

$$F_i = F \sqrt{\frac{D_i}{D}} \quad (10.21)$$

Het optimaliseren naar kosten biedt de mogelijkheid tevens de invloed van de fundering hierbij te betrekken.

Partiële factoren

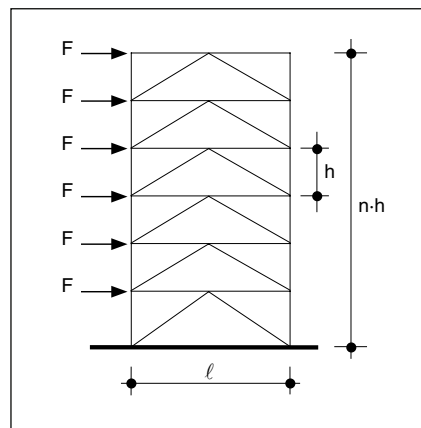
Het stabiliteitsverband wordt geschematiseerd tot een vakwerk, ingeklemd in de fundering (afb. 10.7). De partiële factoren voor de efficiëntie van het vakwerk worden bepaald met [36]:

$$C_i = \frac{\rho F h N_i}{E} \quad (10.22)$$

Hierin is:

- ρ specifieke massa van staal (7850 kg/m³)
- F horizontale belasting per bouwlaag
- h verdiepinghoogte
- E elasticiteitsmodulus van staal (210 kN/mm²)
- N_i dimensieloze factor, afhankelijk van het type vakwerk en aantal bouwlagen; $i = 1$ voor kolommen; $i = 2$ voor diagonalen; $i = 3$ voor regels

10.7. Globale afmetingen en schematische belasting van een stabiliteitsverband.



10.8. Reductiefactor ξ , afhankelijk van het type kolom [36].

aantal kolomlengten over de gebouwhoogte	HE-profiel	buis
1	1	1
2 of 3	0,86	0,83

10.9. k -factoren voor stabiliteitsverbanden [36].

aantal bouwlagen							
	1	2	3	4	5	6	n
k_0	1	3	6	10	15	21	$\frac{1}{2}n(n+1)$
k_1	0	2	14	50	130	280	$\sum_{i=1}^n (i^3 - 2i^2 + i)$
k_2	1	8	32	90	205	406	$\sum_{i=1}^n (i^3 - \frac{1}{2}i^2 + \frac{1}{2}i)$
k_3	2	14	50	130	280	532	$\sum_{i=1}^n (i^3 + i^2)$

De dimensieloze factoren N_i zijn voor elk type vakwerk in formulevorm uitgewerkt, waarin:

α verhouding tussen verdiepinghoogte en kolomafstand ($\alpha = h/\ell$);

ξ reductiefactor voor kolomstapeling met een variërende doorsnede (tabel 10.8);

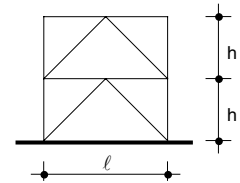
k_0 - k_3 factoren afhankelijk van het aantal bouwlagen (tabel 10.9).

Normaal K-verband:

$$N_1 = 2\alpha^2 \xi k_1$$

$$N_2 = [(2\alpha)^2 + 2 + (2\alpha)^{-2}] k_0$$

$$N_3 = (2\alpha)^{-2} k_0$$

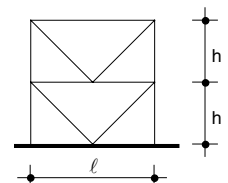


Omgekeerd K-verband:

$$N_1 = 2\alpha^2 \xi k_3$$

$$N_2 = [(2\alpha)^2 + 2 + (2\alpha)^{-2}] k_0$$

$$N_3 = (2\alpha)^{-2} k_0$$

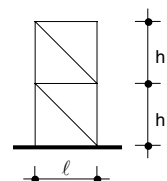


N-verband (met druk- en trekdiagonalen):

$$N_1 = 2\alpha^2 \xi k_2$$

$$N_2 = (\alpha^2 + 2 + \alpha^{-2}) k_0$$

$$N_3 = \alpha^{-2} k_0$$

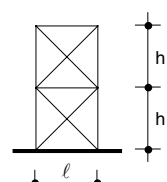


X-verband (met uitsluitend trekdiagonalen):

$$N_1 = 2\alpha^2 \xi k_2$$

$$N_2 = 2(\alpha^2 + 2 + \alpha^{-2}) k_0$$

$$N_3 = \alpha^{-2} k_0$$

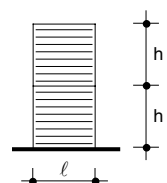


Schijfconstructie met geprofileerde stalen platen:

$$N_1 = 2\alpha^2 \xi k_2$$

$$N_2 = \frac{E}{G_{ef}} k_0 \quad (G_{ef} \text{ te bepalen volgens de RSPS 1980 [37]})$$

$$N_3 = 0$$



11 Constructieve veiligheid bij brand

11.1 Brandwerendheid

Constructies van gebouwen moeten niet alleen voldoende sterk, stijf en stabiel zijn, maar ook een voldoende brandwerendheid bezitten. Brandwerendheid is de tijd, gemeten in minuten, dat een constructie bij een zogeheten standaardbrand de optredende belastingen kan opnemen. De eisen die men hieraan stelt, hangen af van de aard en de hoogte van het gebouw.

In het ontwerpproces van een verdiepinggebouw zijn de brandwerendheidseisen integraal in het (constructief) ontwerp mee te nemen. Een dergelijke aanpak levert in veel gevallen een kostenbesparing op in vergelijking met de ‘traditionele’ manier van ontwerpen, waarbij eerst de constructie wordt ontworpen en pas daarna de brandwerende voorzieningen worden aangebracht. Het Bouwbesluit [3] en de daarmee verbonden normen [29] geven eenduidige prestatie-eisen. Bovendien verwijst het Bouwbesluit naar bepalingsmethoden waarmee kan worden aangetoond dat een geëiste prestatie ook daadwerkelijk wordt geleverd [38].

Het constructieve concept van geïntegreerde stalen liggers met geprefabriceerde betonnen kanaalplaten kan met elke gewenste brandwerendheid worden uitgevoerd. De brandwerendheid van kanaalplaten is in het algemeen voldoende (60 minuten) en is met geringe aanpassingen van de betondekking verder te verhogen. Geïntegreerde liggers hebben, vanwege de bescherming door de betonnen kanaalplaten, een brandwerendheid van minimaal 30 minuten en in een aantal gevallen van 60 minuten. Een verhoging van de brandwerendheid is relatief goedkoop te bereiken met een isolatie op de onderflens of – bij liggers met een open profiel – het toevoegen van wapening. In het algemeen is een isolerende bekleding met een minimale dikte voldoende om de brandwerendheid tot 120 minuten te verhogen.

De brandwerendheid van stalen kolommen is te verhogen door een vulling met (gewapend) beton of door het aanbrengen van een isolerende bekleding. De integratie van gevelkolommen in het binnenspouwblad reduceert de kosten van brandwerende voorzieningen aanzienlijk, omdat de kolom in dat geval nog maar aan één zijde bloot staat aan brand. Een dunne plaat isolatiemateriaal volstaat om de gewenste brandwerendheid te verkrijgen. Een dergelijke bouwkundige integratie is simpel en goedkoop.

Inpandige kolommen zijn vaak moeilijk in scheidingsconstructies op te nemen, waardoor een vierzijdige bekleding of een betonvulling noodzakelijk is. Stalen stabiliteitsverbanden kunnen doorgaans onbeschermd blijven indien de brandwerendheidseis niet meer dan 30 minuten bedraagt; bij een eis van 60 minuten of meer is bescherming vaak noodzakelijk.

Behalve de genoemde brandwerende voorzieningen, zijn er andere alternatieven om bij brand de temperatuur van de staalconstructie te beperken, zoals het ommetselen met baksteen of gasbeton, of het vullen van kokervormige kolommen met water (als onderdeel van een stelsel open, communicerende vaten). Al deze

methoden geven een passieve bescherming. Een actieve bescherming door een sprinklerinstallatie – eventueel in combinatie met een brandmeldinstallatie – is een andere, uiterst effectieve manier om de kans op het uitbreken van brand te minimaliseren en de brandschade te beperken [39].

11.2 Brandwerendheidseisen

Het Bouwbesluit stelt per gebouwcategorie eisen aan de brandveiligheid van gebouwen, met name aan vluchtwegen, aan de toepassing van (on)brandbare materialen, compartimentering en aan brandblusmiddelen. Het onderdeel constructieve veiligheid van het Bouwbesluit bevat de eisen voor de brandwerendheid van constructiedelen.

Als basis geldt een eis van 20 minuten brandwerendheid voor vloeren en trappen en 30 minuten voor constructiedelen, waarbij bezwijken leidt tot het onbruikbaar worden van een vluchtmogelijkheid (vanuit een ander compartiment door het beschouwde compartiment). Daarnaast kunnen eisen worden gesteld aan onderdelen van de constructie die bij bezwijken aanleiding geven tot voortschrijdende instorting. Het Bouwbesluit spreekt in dit verband van de 'hoofddraagconstructie'.

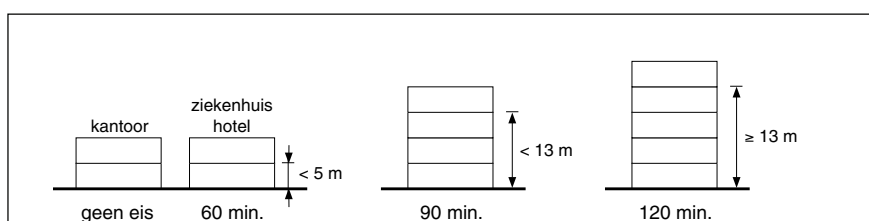
Voor de hoofddraagconstructie hangen deze eisen af van de hoogte boven het maaiveld van de bovenste verdiepingvloer van een verblijfsgebied; een installatieruimte in een dakopbouw telt niet als verblijfsgebied. Deze brandwerendheidseisen zijn in afbeelding 11.1 samengevat.

Voor gebouwen die niet zijn bestemd voor overnachting en waarvan geen vloer van een verblijfsgebied hoger ligt dan 5 m boven het aansluitende terrein (gemeten ter plaatse van de hoofdingang), gelden geen aparte brandwerendheidseisen voor de hoofddraagconstructie. Dit geldt bijvoorbeeld voor kantoren met één of twee bouwlagen. Indien dergelijke gebouwen (mede) bedoeld zijn voor overnachting (bijvoorbeeld hotels en ziekenhuizen) geldt voor de hoofddraagconstructie een eis van 60 minuten.

Voor gebouwen met verblijfsruimten met een hoogte tussen 5 en 13 m boven het aansluitende terrein geldt een eis van 90 minuten brandwerendheid, ongeacht of het gebouw bestemd is voor overnachting. Voor gebouwen met verblijfsruimten boven 13 m wordt deze eis verder verzwakt tot 120 minuten. Dit is de maximale brandwerendheidseis die op grond van het Bouwbesluit aan de hoofddraagconstructie kan worden gesteld.

Afhankelijk van de permanente vuurbelasting kunnen de eisen voor de hoofddraagconstructie worden verlaagd. De vuurbelasting van een gebouw is de hoeveelheid warmte per eenheid van vloeroppervlakte die vrijkomt bij de volledige verbranding van alle in het gebouw aanwezige brandbare materialen. De permanente vuur-

11.1. Eisen aan de brandwerendheid van de hoofddraagconstructie van verdieping-gebouwen.



belasting is de som van de bijdragen van de materialen die deel uitmaken van de vergunningsplichtige onderdelen van het gebouw. Niet-dragende scheidingswanden en plafonds vallen daar niet onder. De brandwerendheidseis van de hoofddraagconstructie is 30 minuten lager, indien de permanente vuurbelasting verwaarloosbaar is: 100 MJ/m², ofwel 5 kg vurehout per m² vloeroppervlak.

In verband met het veilig ontluchten en het voorkomen van branduitbreiding naar andere gebouwen kunnen in bepaalde gevallen eveneens brandwerendheidseisen aan constructiedelen worden gesteld. Deze aanvullende eisen bedragen in het algemeen niet meer dan 30 minuten. Om branduitbreiding naar andere brandcompartimenten binnen het gebouw te voorkomen, kan in bepaalde gevallen een eis van 30 of 60 minuten brandwerendheid worden gesteld aan de hoofddraagconstructie.

11.3 Bijzondere belastinggeval brand

NEN 6702 [29] beschouwt brand als een bijzondere belastingscombinatie (art. 6.4.2.2), waarbij de belastingsfactoren γ gelijk aan 1 worden gesteld, terwijl de bijzondere belasting gelijk is aan nul. De momentane waarde van de veranderlijke vloerbelasting is bij kantoorgebouwen 0,5 maal de extreme waarde ($\psi = 0,5$). De formule voor de belastingen op vloeren bij de bijzondere belastingcombinatie brand luidt dan als volgt:

$$G + 0,5Q \quad (11.1)$$

Hierin is:

G permanente belasting;

Q veranderlijke belasting.

Bij brand moet de constructie bovendien worden berekend op 20% van de extreme windbelasting ($\psi = 0,2$).

NEN 6702 definieert de belastinggraad η van een stalen constructie-element als de optredende belasting bij brand gedeeld door de maximaal opneembare belasting bij kamertemperatuur. De maximaal opneembare belasting bij kamertemperatuur hangt af van onder meer de profieldoorsnede, de constructielengte en de aansluiting met andere elementen (bijvoorbeeld scharnierend of ingeklemd).

Indien bijvoorbeeld een vloerligger op sterkte is gedimensioneerd en bij kamertemperatuur juist voldoet, is de uitdrukking voor η :

$$\eta = \frac{G + 0,5Q}{1,2G + 1,5Q} \quad (11.2)$$

Afhankelijk van de verhouding tussen de permanente en de veranderlijke belasting, varieert de belastinggraad in de praktijk tussen 0,56 ($G = Q$) en 0,64 ($G = 2Q$). Deze waarden zijn bovengrenzen. Meestal is er extra capaciteit aanwezig in het gekozen profiel, bijvoorbeeld omdat het doorbuigingscriterium maatgevend is; een belastinggraad in de orde van 0,5 of lager is gebruikelijk.

11.2. Minimale afstand van het zwaartepunt van de voorspanwapening a_{min} [22].

brandwerendheid	30 min.	60 min.	90 min.	120 min.
a_{min}	20 mm	30 mm	45 mm	55 mm

11.4 Kanaalplaten

Kanaalplaten verzorgen de schijfwerking van de vloer en maken onderdeel uit van de hoofddraagconstructie. Daarom is de brandwerendheidseis van kanaalplaten gelijk aan die van kolommen en liggers. Het betreft hier de brandwerendheid op bezwijken. Van belang daarbij is de afstand van het zwaartepunt van de voorspanwapening tot de onderzijde van de plaat (tabel 11.2). Bij hogere brandwerendheidseisen dient een hogere ligging van de voorspanwapening te worden gekozen, hetgeen leidt tot een geringe toename van de hoeveelheid wapening.

In tegenstelling tot liggers en kolommen worden aan vloeren ook eisen gesteld aan de brandwerendheid met betrekking tot de scheidende functie. Dit betekent dat de vloer geen hete gassen mag doorlaten en dat de temperatuur aan de niet-verhitte zijde niet te hoog mag oplopen. Doorgaans vormt de vloer een scheiding tussen brandcompartimenten en wordt aan deze scheidende functie een eis van 60 minuten brandwerendheid gesteld. Om aan deze eis te voldoen is een minimale massa van 200 kg/m² nodig. Hieraan wordt in de praktijk voldaan door kanaalplaatvloeren met een afwerklaag.

11.5 Geïntegreerde liggers

De vloeigrens van staal neemt af bij temperaturen boven 400 °C. Een gelijkmatig verhit staalprofiel met een belastinggraad $\eta = 0,5$ bezwijkt bij een temperatuur van ongeveer 600 °C. Deze bezwijktemperatuur heet de kritieke temperatuur. Het verband tussen de vloeigrens bij een temperatuur θ_a en die bij kamertemperatuur luidt (afb. 11.3):

$$\psi = 1 \quad (\theta_a \leq 400 \text{ °C}) \quad (11.3a)$$

$$\psi = \frac{f_{y;\theta}}{f_{y;20}} = \frac{1,03}{(e^\beta + 1)^{0,26}} \quad (\theta_a > 400 \text{ °C}) \quad (11.3b)$$

$$\beta = \frac{\theta_a - 482}{39,2} \quad (11.3c)$$

Hierin is:

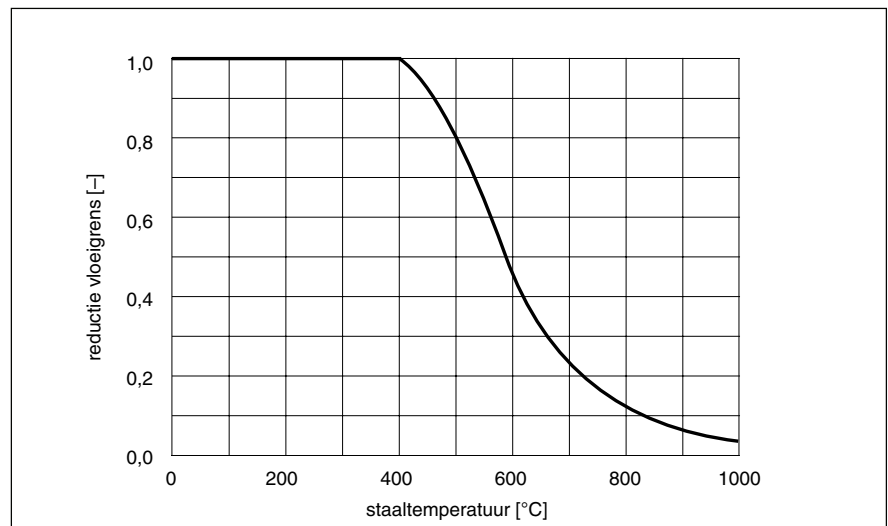
$f_{y;\theta}$ vloeigrens bij een staaltemperatuur θ_a ;

$f_{y;20}$ vloeigrens bij kamertemperatuur (20 °C);

ψ temperatuurafhankelijke correctiefactor op de vloeigrens

Wanneer de ligger niet in de vloer is geïntegreerd, maar onder de vloer uitsteekt, is de staaltemperatuur redelijk gelijkmatig verdeeld met uitzondering van de bovenflens, waar de temperatuur 100 tot 200 °C lager is. Na 30 minuten brand bedraagt de staaltemperatuur ongeveer 800 °C en is de vloeigrens gereduceerd tot ongeveer 12% van de vloeigrens bij kamertemperatuur (afb. 11.3). Bij een dergelijke 'traditio-

11.3. Afname van de vloeigrens van staal bij hoge temperaturen [38].



nele' toepassing van stalen liggers is een brandwerendheid van 30 minuten daarom slechts in uitzonderingssituaties haalbaar.

Een ligger die in de vloer is geïntegreerd, heeft bij brand een ongelijkmatige temperatuurverdeling. De bovenflens en een groot deel van het lijf zijn door beton omgeven en blijven daardoor sterk achter in temperatuur. Bij een brand van 120 minuten worden deze delen van het profiel niet warmer dan 400 °C en behouden ze derhalve volledig hun draagkracht. De onderflens bereikt na 30 minuten brand een temperatuur van ongeveer 500 °C. Gezien de geringe afname van de sterkte bij deze temperatuur (afb. 11.3) bezitten geïntegreerde liggers ten minste een brandwerendheid van 30 minuten. Bij sommige open profielen – met name de SWT-liggers [33] en de enkelsymmetrische I-liggers (zie afb. 1.5) – is zelfs 60 minuten haalbaar indien de belastinggraad voldoende laag is ($\eta \leq 0,35$). In andere gevallen of bij hogere eisen van 90 of 120 minuten is bescherming nodig in de vorm van een isolerende bekleding of versterking door middel van additionele wapening.

NEN 6072 [38] geeft een methode waarmee de brandwerendheid van staalcon-structies kan worden bepaald. Deze methode maakt gebruik van profielfactoren en bestaat uit acht stappen.

- ① Bepaal de belasting op de constructie bij brand q_θ .
- ② Bepaal de maximaal opneembare belasting bij kamertemperatuur q_{20} .
- ③ Bepaal de belastinggraad:

$$\eta = \frac{q_\theta}{q_{20}} \quad (11.4)$$

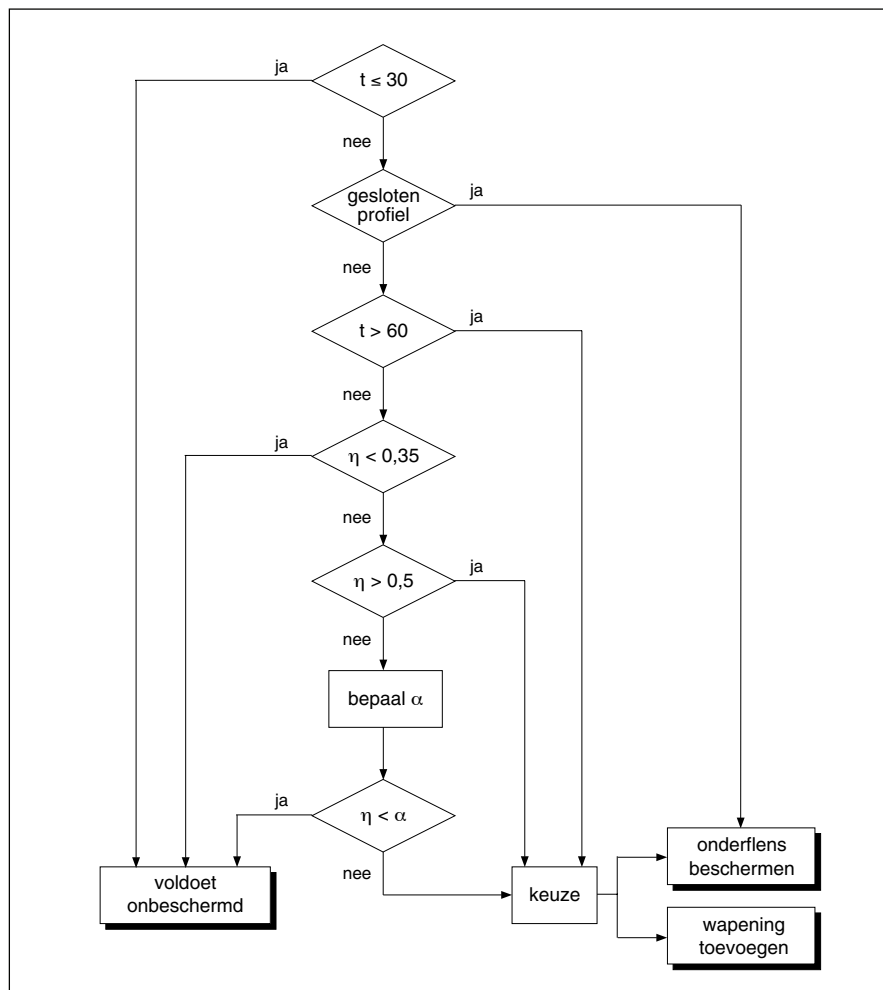
Als veilige benadering kan ook formule (11.2) worden gebruikt.

√ Bepaal de correctiefactor κ , afhankelijk van de wijze van belasten en van de wijze van verhitten. Voor driezijdig verhitte liggers geldt $\kappa = 0,7$ (statisch bepaald) en $\kappa = 0,6$ (statisch onbepaald); voor kolommen geldt $\kappa = 1,2$.

- ⑤ Bepaal de kritieke temperatuur θ_{kr} (≥ 400 °C), zie ook afbeelding 11.3:

$$\theta_{kr} = 39,2 \ln \left[\left(\frac{1}{0,8925(\kappa\eta)^{3,846}} \right) - 1 \right] + 482 \quad (11.5)$$

11.4. Stroomschema voor de bepaling van de brandwerendheid van geïntegreerde liggers.
 t = geëiste brandwerendheid
 η = belastinggraad
 α = reductiefactor momentcapaciteit.



≈ Bepaal de profielfactor P [m^{-1}], dat is de verhouding tussen de aan verhitting blootgestelde oppervlakte van het staalprofiel en het volume. Hoe hoger de profielfactor P is, des te sneller warmt het profiel op. Voor de meest gangbare profielen is de profielfactor in tabellen te vinden [40].

Δ Bepaal de staaltemperatuur θ_a bij de vereiste brandwerendheid. Een dergelijke berekening is met de hand niet goed mogelijk; daarvoor is de hulp van computerprogramma's als Brawesta [41] nodig.

⑧ Controleer of $\theta_a \leq \theta_{kr}$.

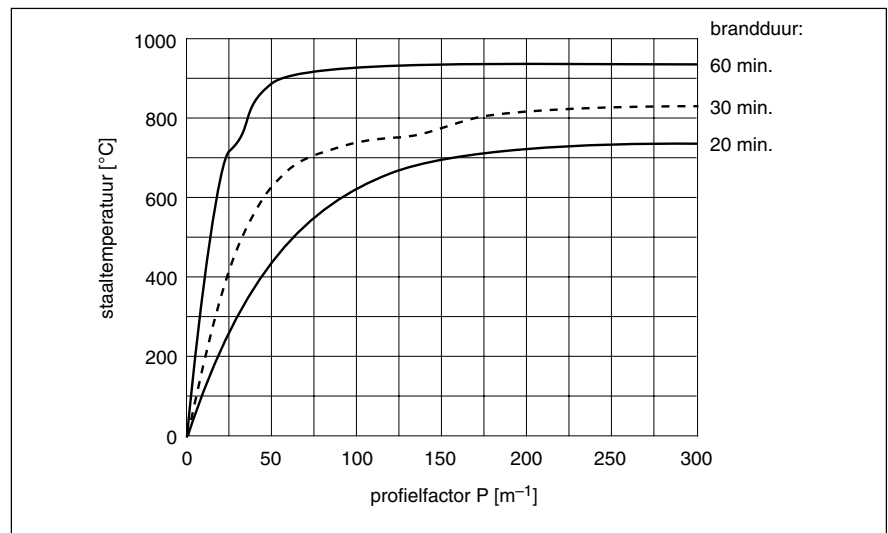
De beoordeling van de brandwerendheid van geïntegreerde liggers verloopt volgens het schema in afbeelding 11.4, waarin drie mogelijke oplossingen staan aangegeven, namelijk:

- onbeschermd onderflens;
- onderflens beschermd met een isolerende bekleding;
- onbeschermd onderflens met additionele wapening.

Onbeschermd onderflens

Computerberekeningen conform NEN 6072 laten een verband zien tussen de profielfactor P en de staaltemperatuur θ_a , zoals in afbeelding 11.5. Hieruit blijkt onder meer dat, indien de kritieke temperatuur 600°C bedraagt (corresponderend met een belastinggraad $\eta = 0,5$), de profielfactor P kleiner dan 45 m^{-1} moet zijn om 30 minuten brandwerendheid te halen. Bij de gangbare breedflens- en koker-

11.5. Verband tussen de profielfactor P en de staaltemperatuur θ_a na een brandduur van 20, 30 en 60 minuten.



profielen is de profielfactor altijd hoger (meestal meer dan 100) en voor IPE-profielen ongeveer 200, waardoor een brandwerendheid van 30 minuten in de meeste gevallen niet haalbaar is.

De methode met de profielfactor geeft nauwkeurige resultaten voor constructie-elementen met een gelijkmatige temperatuurverdeling over de doorsnede. Bij staal-beton constructies en geïntegreerde liggers is de verdeling van de temperatuur over de profieldoorsnede echter niet gelijkmatig. Om deze methode voor geïntegreerde liggers toch te kunnen gebruiken, moeten vereenvoudigde, conservatieve aannamen voor de profielfactor worden gedaan [40].

De profielfactor van alleen de onderflens van een geïntegreerde ligger volgt uit:

$$P = \frac{b_u + 2t_u}{b_u t_u} \quad (11.6)$$

Voor de gangbare liggers volgt hieruit een profielfactor $P = 50$ à 80 . Dit is weliswaar laag vergeleken met de profielfactor van gewalste liggers die onder de vloer uitsteken, maar niet in alle gevallen voldoende laag om met onbeklede geïntegreerde liggers een brandwerendheid van 30 minuten te halen. Dit komt, omdat de methode met profielfactoren geen rekening houdt met het warmte-accumulerende vermogen van het beton evenals de lagere temperaturen in het lijf en in de bovenflens. Dit leidt tot een onderschatting van de brandwerendheid en daarmee tot een niet-optimaal ontwerp.

Een betere bepaling van de brandwerendheid van onbeklede geïntegreerde liggers is mogelijk met behulp van computerprogramma's, zoals Diana en Tasef [39], die zijn gebaseerd op de eindige-elementenmethode. Hierbij is een onderscheid te maken tussen gesloten en open profielen.

■ Bij de *gesloten* Q- of hoedprofielen, (dus niet de hoedliggers van het type SWT, zie afb. 4.1) vindt er in de holle ruimte straling en convectie plaats naar de bovenflens en het lijf. Daardoor zijn de temperaturen in deze delen hoger dan bij de open profielen, waar de bovenflens en het lijf volledig door beton worden omsloten. Computerberekeningen laten echter zien dat de temperaturen in een dergelijk profiel na 30 minuten dermate laag zijn (onderflens ongeveer 500°C , bovenflens 50°C en het midden van het lijf 100°C) dat de momentcapaciteit nauwelijks is teruggelopen [42]. Na 60 minuten is de invloed van de warmte-overdracht in de holle

ruimte echter aanzienlijk toegenomen, waardoor de temperatuur van de bovenflens oploopt tot bijna 300 °C en die van het lijf tot 500 °C. De temperatuur in de onderflens loopt echter op tot meer dan 800 °C. De momentcapaciteit is daardoor gereduceerd tot minder dan 20% van die bij kamertemperatuur.

In de meeste gevallen is voor onbeklede, gesloten profielen een brandwerendheid van 60 minuten niet haalbaar; de onderflens moet dan worden beschermd.

■ Voor de *open* profielen van het type IFB (gehalveerd walsprofiel met aangelaste onderplaat) volgt uit computerberekeningen dat zowel de afmetingen van het gehalveerd walsprofiel als de breedte van de aangelaste plaat nauwelijks van invloed zijn op de temperatuurverdeling in het profiel.

De gemiddelde temperatuur θ_u van de onderflens hangt af van de dikte t_u (in mm):

$$\theta_u = 610 - 10,7t_u + 0,125t_u^2 \quad (30 \text{ minuten}) \quad (11.7a)$$

$$\theta_u = 815 - 4,1t_u \quad (60 \text{ minuten}) \quad (11.7b)$$

$$\theta_u = 915 - 2,2t_u \quad (90 \text{ minuten}) \quad (11.7c)$$

$$\theta_u = 970 - 1,2t_u \quad (120 \text{ minuten}) \quad (11.7d)$$

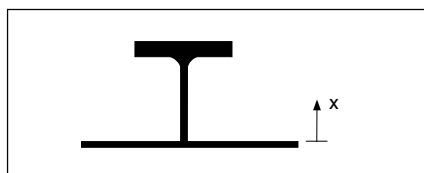
Het temperatuurverloop in het lijf volgt uit tabel 11.6, waarbij voor tussenliggende waarden lineair mag worden geïnterpoleerd. Alleen temperaturen hoger dan 400 °C zijn gegeven, omdat er dan pas sprake is van afname van de vloeigrens van het staal. Na 30 minuten brand bereikt geen enkele doorsnede in het lijf een temperatuur van 400 °C, zodat het lijf volledig meegerekend mag worden voor de bepaling van de draagkracht.

Ook andere open profielen, zoals het type SFB (walsprofiel met aangelaste onderplaat) of het type SWT (twee UNP-profielen met aangelaste onderplaat), kunnen op dezelfde wijze worden berekend. Indien echter voor de onderflens van het walsprofiel de temperatuur wordt aangehouden van de aangelaste onderplaat, bepaald volgens formule (11.7), geeft dat een conservatieve benadering. Uit Engelse brandproeven op SFB-liggers is namelijk gebleken dat de temperatuur van de onderflens meer dan 100 °C achterblijft bij die van de onderplaat [6]. Dit gunstige effect op de draagkracht kan eenvoudig in de berekening worden meegenomen. Voor de onderflens moet dan de temperatuur worden genomen volgens tabel 11.6, behorende bij een afstand $x = 0,5t_o$, waarin t_o de flensdikte van het walsprofiel is.

Formule (11.7) en tabel 11.6 bepalen de temperatuurverdeling in een open profiel. Hiermee is de momentcapaciteit M_θ te bepalen na 30, 60, 90 of 120 minuten brand. Daarbij moet rekening worden gehouden met de afname van de vloeigrens volgens formule (11.3) in de onderflens en in het onderste deel van het lijf.

De momentcapaciteit bij brand M_θ wordt vergeleken met de momentcapaciteit bij kamertemperatuur M_{20} , uitgedrukt in de verhouding α :

11.6. Temperatuurverloop θ_w in het lijf van open profielen als functie van de afstand x tot de bovenzijde van de onderflens. Hierbij moet θ_w voor $x = 0$ worden verhoogd met $5 \cdot (15 - t_w)$, waarin t_w de dikte van het lijf is.



afstand x	tijdsverloop			
	30 min.	60 min.	90 min.	120 min.
0 mm	400 °C	650 °C	780 °C	860 °C
40 mm		400 °C	450 °C	610 °C
75 mm			400 °C	
90 mm				400 °C

$$\alpha = \frac{M_{\theta}}{M_{20}} \quad (11.8)$$

Uit de definitie van de belastinggraad η volgt dat de brandwerendheid van een profiel voldoende is indien $\alpha \geq \eta$.

Uit een groot aantal computerberekeningen op gehalveerde walsprofielen met aangelaste onderplaten (IFB-liggers), blijkt dat:

- de brandwerendheid minimaal 30 minuten bedraagt. Na 30 minuten brand is in alle gevallen nog 85% of meer van de aanvankelijke momentcapaciteit beschikbaar ($\alpha \geq 0,85$).
- na 60 minuten brand resteert een momentcapaciteit van 35-50% ($0,35 < \alpha < 0,5$). In situaties met een lage belastinggraad ($h \leq 0,35$) wordt in elk geval een brandwerendheid van 60 minuten gehaald. In situaties waarin de belastinggraad h ongeveer even groot is als de verhouding a ($0,35 < h < 0,5$) hangt de brandwerendheid af van de geometrie van het profiel en is een berekening noodzakelijk. Voor hoge belastinggraden ($h \geq 0,5$) is een brandwerendheid van 60 minuten in het algemeen niet haalbaar zonder additionele maatregelen.
- na 90 minuten brand resteert een momentcapaciteit van ongeveer 25-35% en na 120 minuten brand ongeveer 20-30%. In het algemeen zijn brandwerende maatregelen nodig.

Onderflens beschermd met een isolerende bekleding

Een isolatielaag in de vorm van een onbrandbare plaat, spuitpleister of een opschuimende coating vertraagt de warmtestroom naar het staalprofiel. Daardoor duurt het langer voordat het staal de kritieke temperatuur bereikt.

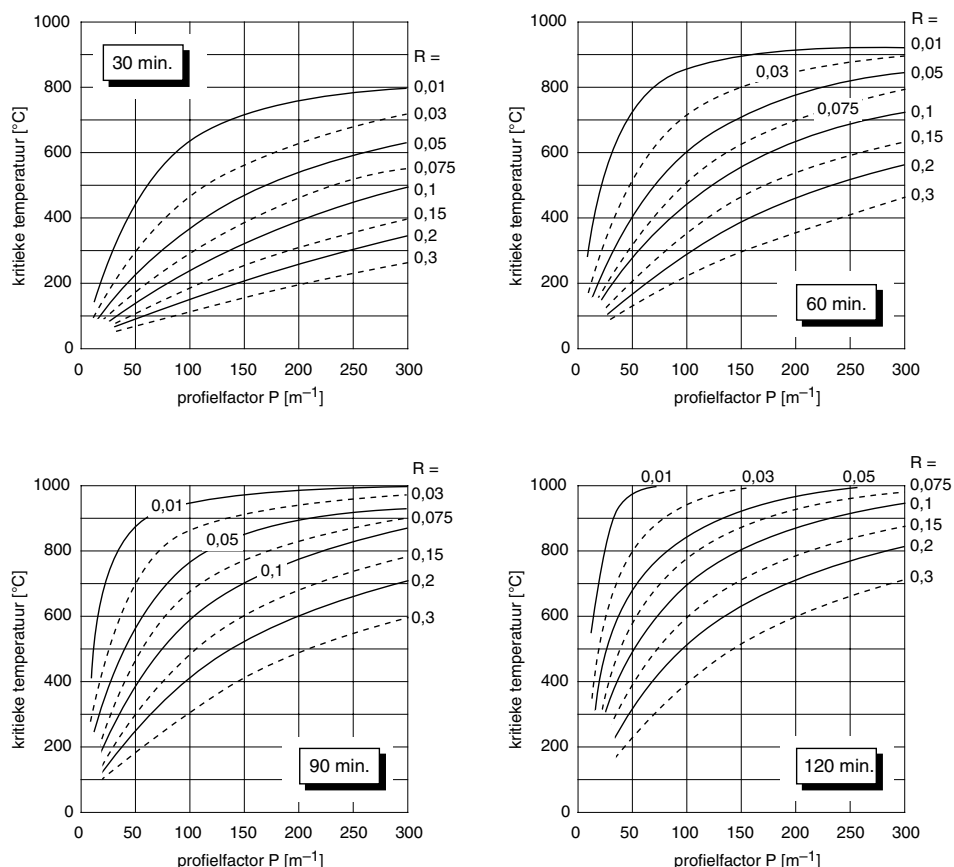
Met behulp van een computerprogramma als Brawesta kan de minimaal benodigde bekledingsdikte worden bepaald. Het programma bevat gegevens van een groot aantal verkrijgbare materialen, waarvan de eigenschappen op basis van proeven zijn vastgesteld.

Behalve met een computerberekening, is het met een eenvoudige handberekening mogelijk een indruk te krijgen van de benodigde bekledingsdikte. Voor de berekening van de staaltemperatuur (stap 7) geeft NEN 6072 formules voor beschermde profielen. Van belang daarbij zijn, behalve de profielfactor P , de dikte en materiaaleigenschappen van het bekledingsmateriaal. Voor de handberekening wordt gebruik gemaakt van een constante (conservatieve) waarde van de warmtegeleidingscoëfficiënt λ volgens tabel 11.7. De specifieke warmte c en de volumieke massa ρ worden daarbij verwaarloosd.

11.7. Materiaaleigenschappen van bekledingsmaterialen [40] (* = aangepast op basis van proefresultaten).

materiaal	λ [W/mK]	ρ [kg/m ³]	c [J/kgK]
vezelversterkt gips (plaat)	0,20	800	1700
silicaat (plaat)	0,15	450-900	1100
vermiculiet (plaat)	0,15	300-800	1100
steenwol (plaat)	0,20*	120-150	1100
minerale vezels (gespoten)	0,10	250-350	1100
vermiculiet (gespoten)	0,15	300-800	1100

11.8. Benodigde warmteweerstand R van een isolerende bekleding, afhankelijk van de kritieke staaltemperatuur en de profielfactor voor een brandwerendheid van 30, 60, 90 en 120 minuten.



Afbeelding 11.8 geeft de benodigde warmteweerstand ($R = d/\lambda$) voor een gegeven brandwerendheid, kritieke temperatuur en profielfactor. Hierin is de invloed van de warmtecapaciteit en van het vochtgehalte van het bekledingsmateriaal niet verwerkt, waardoor een veilige benadering van de bekledingsdikte wordt verkregen.

Evenals bij liggers met een onbeschermde onderflens, wordt ook hier voor de handberekening de vereenvoudigde (conservatieve) aanname gedaan dat de temperatuur in het gehele profiel gelijk is aan die van de onderflens.

Het gunstige effect van de lagere temperaturen in het lijf en in de bovenflens op de draagkracht wordt in stap 4 in rekening gebracht met de correctiefactor κ . Voor ééNZijdig verhitte profielen is nog geen waarde voor κ beschikbaar, maar als veilige waarde kan $\kappa = 0,7$ voor drieZijdig verhitte profielen worden aangehouden.

De handberekening geeft voor liggers met een beschermde onderflens conservatieve waarden. Het is op dit moment echter de enige beschikbare eenvoudige rekenmethode.

Bij een gebruikelijke belastinggraad $\eta < 0,64$ en een correctiefactor $\kappa = 0,7$ bedraagt de kritieke temperatuur θ_{kr} altijd ten minste $600\text{ }^{\circ}\text{C}$. Voor geïntegreerde liggers met een profielfactor van de onderflens $P \approx 50\text{ m}^{-1}$ is minimaal een warmteweerstand $R = 0,07$ nodig voor een brandwerendheid van 120 minuten (afb. 11.8). Benodigd is dan minimaal een bekledingsdikte van 14 mm vezelversterkt gips of steenwol, 10 mm silicaat of vermiculiet of 7 mm minerale vezels (tabel 11.7).

In vergelijking met een 'traditionele' constructie waarbij liggers onder de vloer uitsteken, is voor geïntegreerde liggers een aanmerkelijk geringere bekledingsdikte nodig. De belangrijkste reden is dat geïntegreerde liggers slechts ééNZijdig aan brand worden blootgesteld. Door dit gunstige gedrag is het ook bij hoge brand-

werendheidseisen mogelijk opschuimende materialen of 'verven' toe te passen. Deze oplossing is voor een 'traditionele' constructie slechts economisch voor een brandwerendheid tot 60 minuten.

Onbeschermde onderflens met additionele wapening

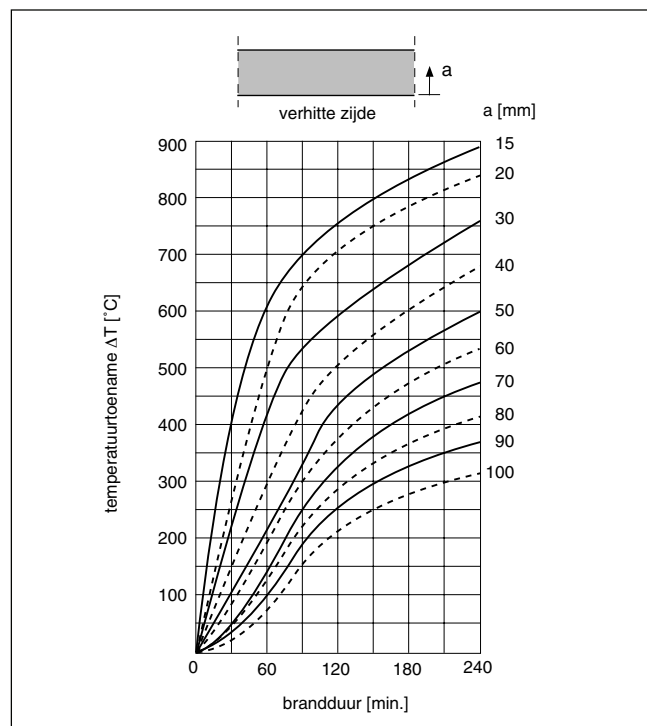
Bij geïntegreerde liggers van het open type bestaat de mogelijkheid om tussen de flenzen, die worden ingebetonneerd, additionele wapening aan te brengen. De brandwerendheid neemt toe, doordat de wapening bij brand gedeeltelijk de functie van de verhitte onderflens overneemt.

De wapening moet bij voorkeur op een zodanige afstand van de onderflens worden geplaatst dat de temperatuur van de wapening lager blijft dan 400 °C. Evenals dat bij constructiestaal het geval is, neemt de vloeigrens van warmgewalst betonstaal (HWL) boven 400 °C af; voor koudgevoormd betonstaal (HK), dat voor staven minder gebruikelijk is, begint deze afname eerder, namelijk bij 300 °C [43]. Bij 400 °C moet voor koudgevoormd betonstaal de 0,2%-rekgrens met 6% worden gereduceerd. De minimaal benodigde wapeningsdoorsnede A_a wordt berekend voor een ligging, corresponderend met een wapeningstemperatuur van 400 °C. Deze doorsnede heeft betrekking op warmgewalst betonstaal en dient voor koudgevoormd betonstaal met 6% te worden verhoogd.

De opwarming van de wapening in een open profiel, gelegen op een afstand a van de bovenzijde van de onderflens, is vergelijkbaar met de opwarming van de wapening in een vlakke, gewapende betonnen plaat (afb. 11.9). Een voorwaarde daarbij is dat de afstand tot het lijf voldoende groot is, waarvoor praktisch ten minste de afstand a wordt aangehouden. In dat geval is de invloed van de warmtestroom van het lijf naar de wapening verwaarloosbaar.

Uit afbeelding 11.9 blijkt de afstand a waarbij de temperatuur van de wapening 400 °C bereikt: $a = 30$ mm na 60 minuten brand, $a = 45$ mm na 90 en $a = 55$ mm na 120 minuten.

11.9. Toename van de temperatuur in een vlakke, gewapende betonnen plaat, afhankelijk van de brandduur en de afstand tot de onderzijde van de plaat [44].



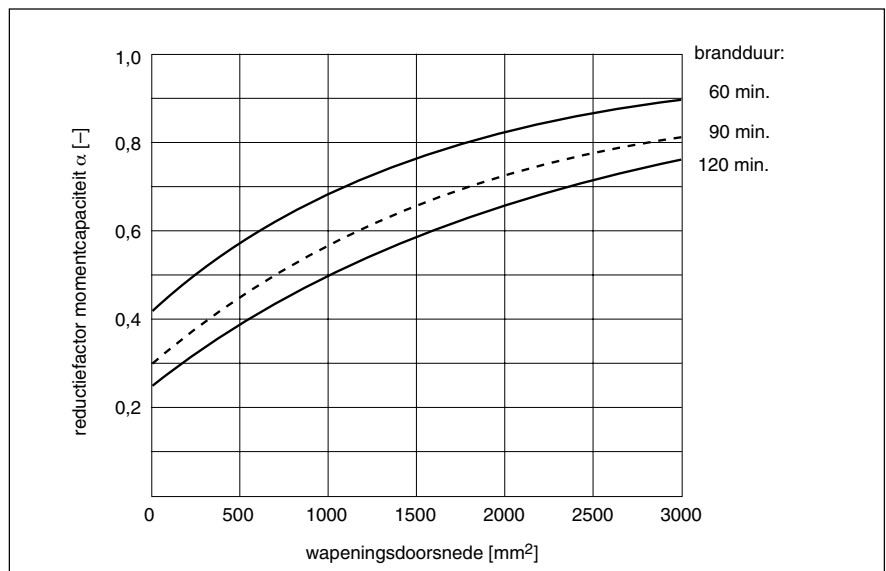
Voor twee typen profielen is met een computerprogramma het verband bepaald tussen de momentcapaciteit bij brand en de hoeveelheid wapening voor 60, 90 en 120 minuten, namelijk voor:

- gehalveerd profiel IPE 500 met een 10 mm dikke onderflens (afb. 11.10);
- gehalveerd profiel HEA 550 met een 25 mm dikke onderflens (afb. 11.11).

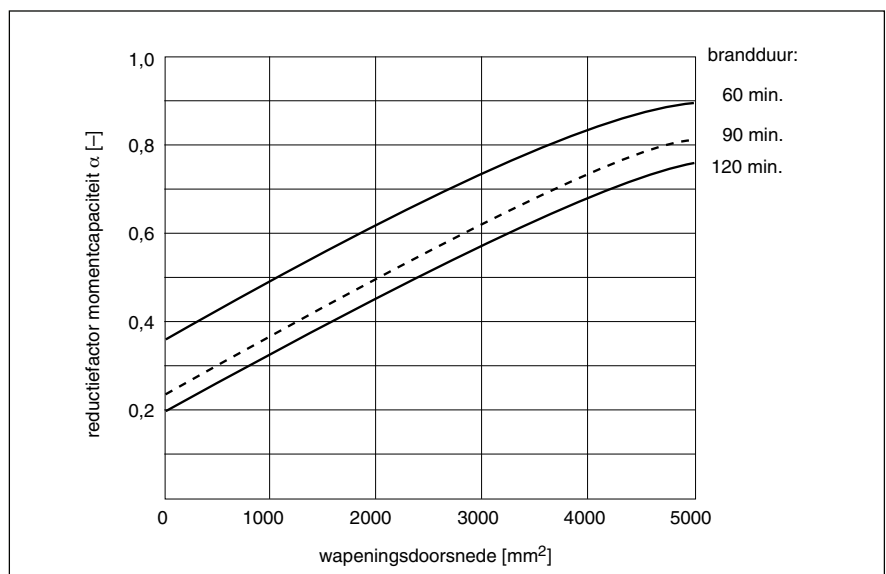
De momentcapaciteit bij brand is dimensieloos gemaakt door deze te delen door de momentcapaciteit van de ligger (zonder wapening) bij kamertemperatuur. De benodigde hoeveelheid wapening is te vinden door de verhouding α gelijk te stellen aan de belastinggraad η . Het snijpunt met de verticale as geeft de momentcapaciteit van het onbeschermd profiel (zonder wapening).

Het gehalveerde profiel IPE 500 met onderplaat heeft bij een belastinggraad $\eta = 0,5$ een brandwerendheid van 60 minuten met $A_a \approx 300 \text{ mm}^2$ ($4\emptyset 10$), van 90 minuten met $A_a \approx 800 \text{ mm}^2$ ($4\emptyset 16$) en van 120 minuten met $A_a \approx 1000 \text{ mm}^2$ ($2\emptyset 16$ en $2\emptyset 20$). Het gehalveerde profiel HEA 550 met onderplaat heeft bij eveneens een belastinggraad $\eta = 0,5$ een brandwerendheid van 60 minuten met $A_a \approx 1000 \text{ mm}^2$ ($2\emptyset 16$ en $2\emptyset 20$), van 90 minuten met $A_a \approx 2000 \text{ mm}^2$ ($4\emptyset 25$) en van 120 minuten met $A_a \approx 2400 \text{ mm}^2$ ($2\emptyset 16$ en $4\emptyset 25$).

11.10. Gehalveerd profiel IPE 500 met 10 mm dikke onderplaat. Afname van de momentcapaciteit, afhankelijk van de brandduur en de wapeningsdoorsnede.



11.11. Gehalveerd profiel HEA 550 met 15 mm dikke onderplaat. Afname van de momentcapaciteit, afhankelijk van de brandduur en de wapeningsdoorsnede.



11.6 Kolommen

De brandwerendheid van stalen kolommen in verdiepinggebouwen is zonder additionele maatregelen in het algemeen onvoldoende. Slechts in uitzonderingsgevallen behaalt een stalen kolom zelf een brandwerendheid van 30 minuten. De twee meest toegepaste beschermingsmethoden zijn een isolerende bekleding en betonvulling (staal-beton kolommen).

De resultaten van zowel experimenteel onderzoek als van rekenkundige bepalingsmethoden voor de brandwerendheid van kolommen zijn in principe van toepassing op centrisc belaste kolommen. NEN 6072, art. 9.2.2, geeft aan dat excentrisch belaste kolommen mogen worden berekend als centrisc belaste kolommen met een verhoogde equivalente normaalkracht. De bijgeleverde hulpprogramma's Facade en Interior houden hiermee rekening.

Onbeschermdde kolommen

De kritieke temperatuur van centrisc belaste stalen kolommen hangt af van de belastinggraad. Deze is doorgaans hoog, omdat de karakteristieke waarde van de belasting bij brand vrijwel gelijk is aan die bij kamertemperatuur. Bij kamertemperatuur wordt immers op één van de bovengelegen bouwlagen de extreme veranderlijke belasting gerekend en op de overige bouwlagen de momentane veranderlijke belasting. Bij brand geldt dat op alle bouwlagen de momentane belasting aanwezig is. Als bovengrens voor de belastinggraad η geldt:

$$\eta = \frac{G + 0,5Q}{1,2G + 0,75Q \left(1 + \frac{1}{n}\right)} \quad (11.9)$$

Hierin is n het aantal bouwlagen. Voor $n = 1$ gaat deze formule over in formule (11.2). In de praktijk varieert de belastinggraad tussen 0,65 ($n = 2$ en $G = Q$) en 0,76 ($n = 6$ en $G = 2Q$). De belastinggraad valt nog lager uit wanneer bij brand de kniklengte van de kolommen kan worden gereduceerd [38]. De maximaal opneembare belasting neemt daardoor toe, omdat bij kamertemperatuur niet met deze gunstige kniklengte kon worden gerekend. Dit is met name het geval wanneer de kolommen in de brandruimte aan één of beide uiteinden zijn ingeklemd. De kniklengte bedraagt dan 0,7 maal de systeemplengte voor de kolom op de bovenste bouwlaag en 0,5 maal de systeemplengte voor de kolommen op de overige verdiepingen. Er is bij brand sprake van een inklemming, indien:

- de aansluitende kolommen aan de kop en de voet niet in hetzelfde brandcompartiment staan;
- de brandwerendheid van de vloer minimaal gelijk is aan die van de kolommen;
- de kolomaansluitingen voldoende stijf zijn.

De eerste voorwaarde levert in vrijwel alle gevallen geen problemen op, omdat de vloer doorgaans de scheiding vormt tussen twee brandcompartimenten. Aan de tweede voorwaarde is eveneens voldaan, omdat een vloer van geïntegreerde liggers met kanaalplaten deel uitmaakt van de hoofdconstructie en derhalve dezelfde brandwerendheid dient te bezitten als die van de kolommen. Voldoende stijfheid, de derde voorwaarde, is zowel bij doorgaande kolommen als bij kolommen met een kop- en voetplaatverbinding aanwezig. Bij brand neemt de buigstijfheid van

een verhitte kolom af, waardoor de stijfheid van de verbinding met een niet-verhitte kolom relatief toeneemt. Daarom mag voor de berekening bij brand met een starre inklemming worden gerekend. Dit geldt zelfs voor stuikverbindingen die bij kamertemperatuur als een scharnier zijn geschematiseerd. Om dezelfde reden kan de voetplaatverbinding van kolommen op de begane grond bij niet te grote excentriciteiten als een inklemming worden beschouwd. Dit is doorgaans het geval bij kolommen in een geschoord raamwerk. De rotatie van de voetplaat is dan verwaarloosbaar ten opzichte van de bij brand optredende kolomvervormingen aangezien onder de voetplaat uitsluitend drukspanningen heersen. Voor grote excentriciteiten, zoals bij kolommen in ongeschoorde raamwerken, is er in het algemeen geen sprake van een inklemming in de fundering.

De beperking van de kniklengte bij brand reduceert de belastinggraad voor centraal belaste kolommen met een relatieve slankheid tussen 0,5 en 1,4 met 50-90%. Dit is het geval voor breedflensprofielen tot 300 mm en vierkante kokers tot 200 mm in de staalsoorten FeE 235 tot FeE 355 en een verdiepinghoogte van ongeveer 3,5 m. De belastinggraad ligt dan tussen 0,33 en 0,68. Deze waarden zijn bovengrenzen, omdat de gekozen kolomprofielen meestal niet volledig zijn uitgenut; er resteert nog extra draagvermogen.

Uitgaande van een correctiefactor $\kappa = 1,2$ en $\eta = 0,33$ à $0,68$ bedraagt de kritieke temperatuur $\theta_a = 500$ à 625 °C, zie formule (11.5). Om daarbij een brandwerendheid van 30 minuten te bereiken is een profielfactor $P < 50 \text{ m}^{-1}$ nodig (afb. 11.4).

Bij drie- en vierzijdig verhitte kolommen is de profielfactor in de meeste gevallen groter dan 100. Daarom is voor dergelijke onbeschermden kolommen slechts in uitzonderingsgevallen een brandwerendheid van 30 minuten haalbaar, tenzij bijvoorbeeld is besloten om de kolommen aanzienlijk te overdimensioneren.

Bij éénzijdig verhitte kolommen – bijvoorbeeld geïntegreerd in de gevel – is de profielfactor veel lager dan 100, waardoor een brandwerendheid van 30 minuten wel haalbaar is, uiteraard afhankelijk van het toegepaste profiel en de kritieke temperatuur.

Uitwendig beschermde kolommen

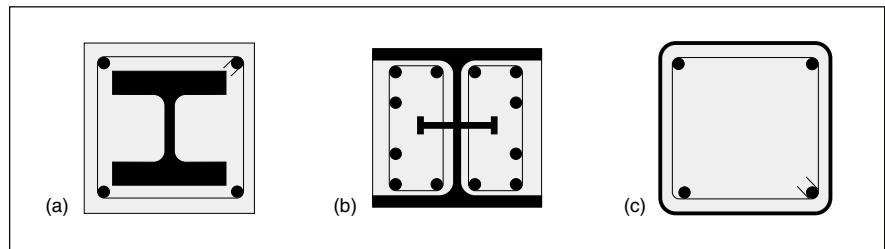
Met het aanbrengen van een isolerende bekleding in de vorm van een plaatmateriaal, een spuitpleister of een opschuimende (brandwerende) coating is elke gewenste brandwerendheid te bereiken. NEN 6702 geeft hiervoor een berekeningsmethode, die analoog verloopt aan die voor beschermde liggers (afb. 11.5). Afhankelijk van de kritieke temperatuur, de brandwerendheidseis en de profielfactor, is de dikte van het isolatiemateriaal te bepalen. Daarvoor kan ook gebruik worden gemaakt van afbeelding 11.8.

Staal-beton kolommen

De brandwerendheid van stalen kolommen is ook te verhogen in combinatie met (gewapend) beton. Wanneer beide materialen constructief samenwerken ontstaat een staal-beton constructie. Onderscheid is te maken tussen kolommen van breedflensprofielen en van kokerprofielen.

Breedflensprofielen kunnen geheel met (gewapend) beton worden omstort. Een andere mogelijkheid is om alleen de ruimte tussen de flenzen met (gewapend) beton te vullen (afb. 11.12). Voor dergelijke staal-beton kolommen geeft CS/CUR/SG-

11.12. Staal-beton kolom: (a) breedflensprofiel volledig ingestort; (b) breedflensprofiel met beton tussen de flenzen; (c) kokerprofiel gevuld met beton.



rapport 5 een berekeningsmethode en een groot aantal grafieken, waaruit zowel de vereiste betonkwaliteit als de benodigde wapening volgen om een gegeven staalprofiel een bepaalde brandwerendheid te geven [45].

Voor kokerprofielen is de brandwerendheid te verhogen door een vulling met beton, eventueel in combinatie met een wapening of met staalvezels (afb. 11.12). Voor kokerprofielen met een vulling van gewapend beton geeft CS/CUR/SG-rapport 6 een berekeningsmethode en een groot aantal grafieken, waaruit zowel de vereiste betonkwaliteit als de benodigde wapening volgen om een gegeven staalprofiel een bepaalde brandwerendheid te geven [46]. Uit het oogpunt van brandwerendheid heeft een grote koker met een dunne wand de voorkeur boven een kleine koker met een dikke wand.

CS/CUR/SG-rapport 6 besteedt relatief weinig aandacht aan buiskolommen gevuld met ongewapend beton. Deze kolommen hebben volgens dit rapport in elk geval een brandwerendheid van 30 minuten; 60 minuten zou in veel gevallen niet haalbaar zijn, zodat wapening moet worden toegevoegd. Deze conclusie is echter onterecht. De auteurs baseren zich op experimenteel vastgestelde Franse grafieken [47], waarin de belastinggraad η is betrokken op een staal-beton kolom. Het rapport zelf beschouwt een met beton gevulde buiskolom echter niet als een staal-beton kolom, maar als zuiver stalen kolom. Daardoor hanteert het rapport een veel hogere belastinggraad dan in de Franse grafieken is bedoeld. Dit betekent dat voor stalen buizen gevuld met beton een hogere brandwerendheid haalbaar is dan volgens CS/CUR/SG-rapport 6. In bepaalde gevallen is zonder wapening wel een brandwerendheid van 60 minuten haalbaar.

In Frankrijk is een groot aantal brandproeven uitgevoerd op buiskolommen, gevuld met ongewapend beton [47]. Op basis hiervan zijn ontwerpgrafieken opgesteld. Eveneens beschikbaar is een rekenmethode volgens de Engelse normen, waarmee snel kan worden bepaald wat de draagkracht van een ongewapende buiskolom is na 30, 60, 90 of 120 minuten brand [48, 49]. De resultaten volgens deze Engelse methode komen redelijk overeen met de Franse proeven. Voor een Nederlandse beschrijving van deze laatste rekenmethode wordt verwezen naar [50].

Voor zowel breedflens- als kokerprofielen is het eenvoudig om met grafieken de benodigde wapening te bepalen, indien bij brand de belasting en de kniklengte bekend zijn. Voor de reductie van de kniklengte bij brand gelden dezelfde overwegingen als voor onbeschermde stalen kolommen [51]. De beschikbare grafieken zijn bedoeld voor centrisch belaste kolommen; excentriciteiten worden in rekening gebracht met een verhoogde equivalentenormaal kracht.

11.7 Stabiliteitsverbanden

Stabiliteitsverbanden worden in hoofdzaak berekend op windbelasting en initiële scheefstand. Bij brand mag echter de windbelasting worden gereduceerd tot 20% van de extreme waarde. Bovendien vervallen in dat geval de gestelde eisen aan de horizontale vervormingen, mits de standzekerheid van het gebouw blijft gewaarborgd. Als gevolg hiervan is de belastinggraad van stabiliteitsverbanden aanzienlijk lager dan van kolommen en liggers.

Wanneer een stabiliteitsverband uitsluitend op sterkte is gedimensioneerd, geldt voor de belastinggraad $\eta = 0,20/1,5 = 0,13$. Omdat de verbanden veelal op stijfheid worden gedimensioneerd, is de belastinggraad bij brand in de praktijk doorgaans lager dan 0,10. De bijbehorende kritieke temperatuur ligt hoger dan 830 °C. Voor staalprofielen met een profielfactor $P < 200 \text{ m}^{-1}$ (bijvoorbeeld buizen met een wanddikte groter dan 5 mm, plat- en profielstaal dikker dan 10 mm en rondstaal met een diameter groter dan 20 mm) blijft de temperatuur na 30 minuten beneden deze waarde (afb. 11.4).

Stabiliteitsverbanden kunnen daarom veelal onbeschermd blijven bij een brandwerendheidseis van 30 minuten. Voor een brandwerendheid van 60 minuten of meer is doorgaans een bescherming noodzakelijk. De verbanden kunnen worden bekleed of worden opgenomen in een bouwkundige wand.

11.8 Rekenvoorbeelden

De beschreven methoden voor de bepaling van de brandwerendheid worden toegelicht aan de hand van vier rekenvoorbeelden:

- geïntegreerde ligger (open profiel; onbeschermd), 30 minuten brandwerend;
- geïntegreerde ligger (open profiel met additionele wapening), 90 minuten brandwerend;
- geïntegreerde ligger (gesloten profiel met isolerende bekleding), 120 minuten brandwerend;
- gevelkolom (beschermd), 90 minuten brandwerend.

Geïntegreerde ligger (open profiel; onbeschermd), 30 minuten

■ **Gebouw.** Twee bouwlagen met elk een verdiepinghoogte van 3,6 m. De geïntegreerde liggers overspannen 5,4 m; 260 mm dikke kanaalplaten overspannen aan weerszijden 7,2 m.

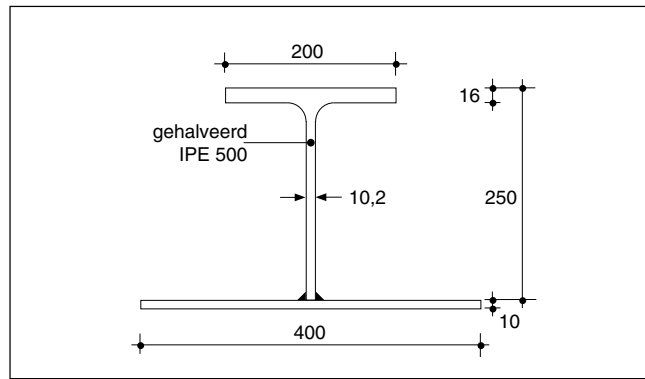
■ **Belasting.** Eigen gewicht kanaalplaten: 3,8 kN/m²; rustende belasting: 1,0 kN/m²; veranderlijke belasting: 4,0 kN/m² (momentane waarde 50%). Belasting bij brand ($\gamma = 1$): permanent $(3,8 + 1,0) \cdot 7,2 = 34,6 \text{ kN/m}$; veranderlijk $0,5 \cdot 4,0 \cdot 7,2 = 14,4 \text{ kN/m}$.

Geïntegreerde ligger. Type IFB 250-400×10 + IPE 500, statisch bepaald (afb. 11.13).

■ **Brandwerendheid.** 30 minuten. Indien vluchten mogelijk blijft bij bezwijken van de constructie – bijvoorbeeld door vrijstaande noodtrappen – kan deze eis zelfs vervallen en geldt voor de vloeren slechts een brandwerendheidseis van 20 minuten.

■ **Uitwerking.** Uit het rekenschema van afbeelding 11.4 blijkt dat het profiel voldoet zonder bescherming van de onderflens. Het optredende moment bij brand bedraagt:

11.13. Geïntegreerde ligger IFB 250-400x10 + IPE 500.



$$M_{\theta} = \frac{1}{8} (34,6 + 14,4) 5,4^2 = 178 \text{ kNm}$$

Het maximaal opneembare plastisch moment bij kamertemperatuur bedraagt:

$$M_{pl;20} = W_{pl} f_y = 1024,5 \cdot 355 \cdot 10^{-3} = 364 \text{ kNm}$$

De belastinggraad $\eta = 178/364 = 0,49$. De temperatuur van de onderflens volgt uit formule (11.7a):

$$\theta_u = 610 - 10,7 \cdot 10 + 0,125 \cdot 10^2 = 515 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

De temperatuur in het lijf is overal lager dan $400 \text{ }^{\circ}\text{C}$ (afb. 11.6). De reductie van de vloeigrens van de onderflens volgt uit formule (11.3):

$$\beta = \frac{515 - 482}{39,2} = 0,85$$

$$\psi = \frac{f_{y;\theta}}{f_{y;20}} = \frac{1,03}{(e^{0,85} + 1)^{0,26}} = 0,75$$

Een plastische berekening levert voor de krachten in de verschillende delen van het profiel:

$$\text{kracht in onderflens } N_u = 400 \cdot 10 \cdot 355 \cdot 0,75 = 1068 \text{ kN}$$

$$\text{kracht in bovenflens } N_o = 200 \cdot 16 \cdot 355 = 1136 \text{ kN}$$

$$\text{kracht in lijf } N_w = 234 \cdot 10,2 \cdot 355 = 847 \text{ kN}$$

De halveringslijn in het lijf ligt op een afstand z van de onderflens:

$$z = \frac{(1136 - 1068 + 847) \cdot 10^3}{2 \cdot 10,2 \cdot 355} = 126,4 \text{ mm}$$

Het maximaal opneembare plastisch moment bij brand bedraagt:

$$M_{pl;\theta} = 1068 \cdot 131,4 + 1136 \cdot 115,6 + \frac{1}{2} \cdot 10,2 \cdot (126,4 + 107,6) \cdot 355 \cdot 10^{-3} = 322 \text{ kNm}$$

Na 30 minuten brand is de plastische momentcapaciteit gereduceerd tot:

$$\alpha = \frac{M_{pl;\theta}}{M_{pl;20}} = \frac{322}{364} = 0,88$$

Aangezien $\alpha > \eta$ is, wordt aan de brandwerendheidseis van 30 minuten voldaan.

Geïntegreerde ligger (open profiel met additionele wapening), 90 minuten

■ **Gebouw.** Zes bouwlagen met elk een verdiepinghoogte van 3,6 m. Verder dezelfde gegevens als het vorige voorbeeld.

■ **Brandwerendheid.** Voor een gebouw met zes bouwlagen met de bovenste vloer 18 m boven maaiveld wordt een brandwerendheid geëist van 120 minuten. In de constructie, de gevel en andere vergunningplichtige bouwdelen worden niet-brandbare materialen gebruikt; daardoor mag de brandwerendheidseis met 30 minuten worden gereduceerd tot 90 minuten.

■ **Uitwerking.** Uit het rekenschema van afbeelding 11.4 blijkt dat de geïntegreerde ligger moet worden beschermd. Gekozen wordt voor een wapening 4Ø16 (afb. 11.10, met $\eta = 0,49$). De temperatuur van de onderflens volgt uit formule (11.7c):

$$\theta_u = 915 - 2,2 \cdot 10 = 893 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

De temperatuur van het lijf volgt uit tabel 11.2:

$$\theta_w (x = 0) = 780 + 5 \cdot (15 - 10,2) = 804 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\theta_w (x = 40) = 450 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\theta_w (x = 75) = 400 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Het lijf wordt opgedeeld in drie delen: twee onderste van elk 40 mm met een temperatuur hoger dan 400 °C, en een bovenste met een temperatuur lager dan 400 °C. Allereerst worden van alle profieldelen berekend de temperatuur θ_i , de sterktereductie φ_i , de doorsnede A_i , de afstand $x_{o,i}$ van de zwaartelijns tot de bovenzijde van de onderflens en de kracht N_i (afb. 11.14).

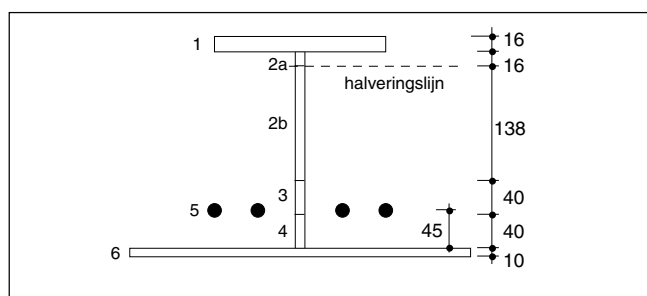
Met de krachten N_i , berekend op basis van de plasticiteitstheorie, is de ligging van de halveringslijn te bepalen. Deze lijn blijkt in het bovenste deel van het lijf te liggen op een afstand van de bovenflens van:

$$\frac{0,5N_{\text{totaal}} - N_1}{N_2} \cdot 154 = 16 \text{ mm}$$

De afstanden $x_{h,i}$ van de zwaartelijns van de verschillende profieldelen tot de halveringslijn zijn dan bekend, evenals de bijdrage M_i aan het buigend moment. Het bovenste deel van het lijf is gesplitst in een gedrukt deel (a) en een getrokken deel (b), zie tabel 11.15.

Het totale opneembare moment wordt gevonden door de bijdragen van alle delen te sommeren: $M_{pl;\theta} = \sum M_i = 187 \text{ kNm}$. Deze momentcapaciteit is groter dan het bij brand optredende moment $M_\theta = 178 \text{ kNm}$. Aan de brandwerendheidseis van 90 minuten wordt voldaan met een wapening 4Ø16.

11.14. Geïntegreerde ligger IFB 250–400x10 + IPE 500 met additionele wapening 4Ø16. Opdeling van de ligger in zes delen.



11.15. Gegevens van de profieldelen van afbeelding 11.14.

	θ_i [°C]	φ_i [–]	A_i [mm ²]	$x_{o,i}$ [mm]	N_i [kN]	$x_{h,i}$ [mm]	M_i [kNm]
1. bovenflens	<400	1	3200	242	1136	24	27,4
2. lijf	<400	1	171	157	558	–	–
a. druk	<400	1	163	–	58	8	0,5
b. trek	<400	1	1408	–	500	69	34,5
3. lijf	421	0,98	408	60	142	158	22,4
4. lijf	627	0,39	408	20	56	198	11,1
5. wapening	400	1	804	45	402	173	69,5
6. onderflens	893	0,067	4000	5	95	223	21,2

Geïntegreerde ligger (gesloten profiel met isolerende bekleding), 120 minuten

■ **Gebouw.** Zes bouwlagen met elk een verdiepinghoogte van 3,6 m. De geïntegreerde liggers overspannen 6,6 m; 260 mm dikke kanaalplaten overspannen aan weerszijden 10,8 m.

■ **Belasting.** Eigen gewicht kanaalplaten: 3,8 kN/m², rustende belasting: 1,7 kN/m², veranderlijke belasting: 2,5 kN/m² (momentane waarde 50%). Belasting bij brand ($\gamma = 1$): permanent $(3,8 + 1,7) \cdot 10,8 = 59,4$ kN/m; veranderlijk $0,5 \cdot 2,5 \cdot 10,8 = 13,5$ kN/m.

■ **Geïntegreerde ligger.** Type THQ 265×5-240×35–450×20, statisch bepaald (afb. 11.16).

■ **Brandwerendheid.** 120 minuten voor een gebouw met zes bouwlagen met de bovenste vloer 18 m boven maaiveld. De keuze van de afbouwmaterialen is nog niet bekend, waardoor de brandwerendheidseis niet met 30 minuten mag worden gereduceerd.

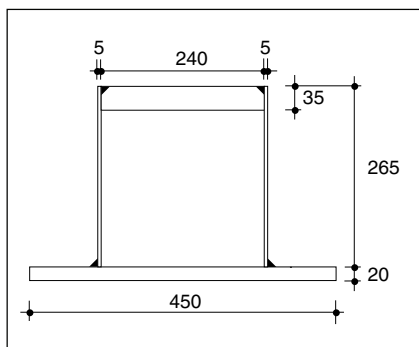
■ **Uitwerking.** Uit het rekenschema van afbeelding 11.4 blijkt dat de onderflens van de geïntegreerde ligger brandwerend moet worden bekleed. Het optredende moment bij brand bedraagt:

$$M_{\theta} = \frac{1}{8} (59,4 + 13,5) \cdot 6,6^2 = 397 \text{ kNm}$$

Het maximaal opneembare plastisch moment bij kamertemperatuur (doorsnede-klasse 2) bedraagt:

$$M_{pl;\theta} = W_{pl} f_y = 2415 \cdot 355 \cdot 10^{-3} = 857 \text{ kNm}$$

11.16. Geïntegreerde ligger THQ 265×5-240×35–450×20.



De belastinggraad $\eta = 397/857 = 0,46$; de correctiefactor $\kappa = 0,7$. De kritieke temperatuur volgt uit formule (11.5):

$$\theta_{kr} = 39,2 \cdot \ln \left[\left(\frac{1}{0,8925 \cdot (0,7 \cdot 0,46)^{3,846}} \right) - 1 \right] + 482 = 655 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Omdat de meeste plaatmaterialen zijn getest tot 600 °C en de meeste gespoten materialen tot 500 °C, kan nog geen gebruik worden gemaakt van deze hoge kritieke temperatuur. De profielfactor volgt uit formule (11.6):

$$P = \frac{450 + 2 \cdot 20}{20 \cdot 450} \cdot 10^{-3} = 54 \text{ m}^{-1}$$

De warmteweerstand R van het bekledingsmateriaal volgt uit afbeelding 11.8. Voor een plaatmateriaal met $\theta_{kr} = 600 \text{ } ^\circ\text{C}$ wordt gevonden: $R = d/\lambda = 0,075$. Dit is te bereiken met een 15 mm dikke bekleding van vezelversterkte gips of steenwol ($\lambda = 0,20$) of een 10 mm dikke plaat silicaat of vermiculiet ($\lambda = 0,15$). Voor een profielvolgende bespuiting met $\theta_{kr} = 500 \text{ } ^\circ\text{C}$ volgt dat $R = d/\lambda = 0,1$. Dit is te bereiken met 10 mm gespoten mineraalvezels ($\lambda = 0,10$) of 15 mm gespoten vermiculiet ($\lambda = 0,15$). Een minimale plaatdikte of spuitlaag is voldoende om 120 minuten brandwerendheid te halen.

Gevelkolom (beschermd), 90 minuten

■ **Gebouw.** Vier bouwlagen met elk een verdiepinghoogte van 3,6 m. Elke gevelkolom draagt een vloerveld van 3,6×3,6 m².

■ **Belasting.** Permanente vloerbelasting: 5,0 kN/m², veranderlijke vloerbelasting: 4,0 kN/m² (momentane waarde 50%), gevelgewicht 2,5 kN/m². De excentriciteit van de vloerbelasting bedraagt 150 mm. Op de kolom werkt geen dwarsbelasting.

■ **Kolom.** Vierkante buis 120×120×10 mm in FeE 275.

■ **Brandwerendheid.** 90 minuten voor een gebouw met vier bouwlagen, waarvan de bovenste vloer 10,8 m boven maaiveld ligt. De keuze van de afbouwmaterialen is nog niet bekend, waardoor de brandwerendheidseis niet met 30 minuten mag worden gereduceerd.

■ **Uitwerking.** De berekening van de kolommen op de begane grond verloopt conform NEN 6072, dus gebruik makend van profielfactoren. Allereerst wordt een vrijstaande, vierzijdig verhitte kolom bekeken.

① De optredende kolombelasting bij brand, met $\gamma = 1$, bedraagt per verdieping $2,5 \cdot 3,6^2 = 32,4$ kN van de gevel en $(5,0 + 0,5 \cdot 4,0) \cdot 3,6^2 = 90,7$ kN van de vloer respectievelijk $5,0 \cdot 3,6^2 = 64,8$ kN van het dak. De totale kolombelasting op de begane grond bedraagt derhalve:

$$N_0 = 4 \cdot 32,4 + 3 \cdot 90,7 + 64,8 = 467 \text{ kN}$$

Het excentriciteitsmoment ter plaatse van de eerste verdieping bedraagt $0,15 \cdot 90,7 = 13,6$ kNm. De kop- en voetmomenten bedragen respectievelijk $-0,412 \cdot 13,6 = -5,6$ kNm en $0,208 \cdot 13,6 = 2,8$ kNm (zie afb. 8.4).

Het moment in de kolom op halve hoogte bedraagt $0,5 \cdot (-5,6 + 2,8) = -1,4$ kNm. De bijbehorende dwarskracht in de kolom is $(-5,6 - 2,8)/3,6 = -2,33$ kN.

De berekening van het equivalente moment bij brand $M_{eq;\theta}$ verloopt conform NEN 6770, art. 12.3.1.2.1, voor het geval $\ell_{buc;\theta} = \ell_{sys}$ (zie stap 2). $M_{eq;\theta}$ is het maximum van $l-1,4l + l-2,33 \cdot 3,6l \cdot 10\% = 2,24$ kNm en $l-5,6l \cdot 60\% = 3,36$ kNm, zodat:

$$M_{eq;\theta} = 3,36 \text{ kNm}$$

De rekenwaarde voor de sterkte bij kamertemperatuur volgt uit de profielgegevens en de verdiepinghoogte:

$$N_{pl} = 3970 \cdot 275 \cdot 10^{-3} = 1092 \text{ kN}; \quad M_{pl} = 156460 \cdot 275 \cdot 10^{-6} = 43 \text{ kNm}$$

$$\ell_{buc;20} = \ell_{sys} = 3,6 \text{ m}; \quad \sqrt{\frac{EI}{N_{pl}}} = \sqrt{\frac{1564}{1092}} = 1,2 \text{ m}$$

$$\lambda_{rel;20} = \frac{3,6}{1,2\pi} = 0,9555 \Rightarrow \omega_{buc;20} = 0,625 \text{ (knikkromme b)}$$

$$\frac{M_{pl}}{\omega_{buc;20} N_{pl}} = \frac{43}{682} = 0,063 \text{ m}$$

De berekening van de equivalente centrische drukkracht bij brand $N_{eq;\theta}$ verloopt conform NEN 6072, art. 9.2.2.

$$N_{eq;\theta} = N_{\theta} + M_{eq;\theta} \frac{\omega_{buc;20} N_{pl}}{M_{pl}} = 467 + 3,36 \frac{1}{0,063} = 520 \text{ kN}$$

② De maximaal opneembare belasting bij kamertemperatuur wordt bepaald met een gereduceerde kniklengte die behoort bij de bezwijkvorm bij brand:

$$\ell_{buc;\theta} = 0,5 \ell_{sys} = 0,5 \cdot 3,6 = 1,8 \text{ m}$$

$$\lambda_{rel;20} = 0,5 \cdot 0,955 = 0,48 \Rightarrow \omega_{buc;\theta} = 0,89 \text{ (knikkromme b)}$$

$$N_{20} = \omega_{buc;\theta} N_{pl} = 972 \text{ kN}$$

$$\textcircled{3} \text{ Belastinggraad } \eta = N_{eq;\theta} / N_{20} = 520 / 972 = 0,54.$$

✓ Voor vierzijdig verhitte kolommen bedraagt de correctiefactor $\kappa = 1,2$.

$$\textcircled{5} \text{ De kritieke temperatuur volgt uit formule (11.5) met } \kappa \cdot \eta = 0,64: \theta_{kr} = 545 \text{ }^{\circ}\text{C}.$$

≈ De profielfactor voor een vierzijdig verhitte buiskolom $120 \times 120 \times 10$ bedraagt:

$$P = 1/t = 100 \text{ m}^{-1}.$$

Δ De benodigde warmteweerstand van het bekledingsmateriaal voor een brandwerendheid van 90 minuten volgt uit afbeelding 11.8: $R = d/\lambda = 0,13$. Dit is te bereiken met een 26 mm dikke plaat vezelversterkt gips of steenwol ($\lambda = 0,2$) of met een 20 mm dikke vermiculiet- of silicaatplaat ($\lambda = 0,15$).

Wanneer de gevelkolom wordt geïntegreerd in de gevel, wordt het profiel slechts éénzijdig verhit, met een profielfactor $P = 25 \text{ m}^{-1}$. De benodigde warmteweerstand van het bekledingsmateriaal bedraagt in dat geval minder dan $R = d/\lambda = 0,05$. Dit is te bereiken met een minimale handelsdikte van elk brandwerend plaatmateriaal. Door de gevelkolommen in de gevel (binnenspouwblad) te integreren is een aanzienlijke besparing in de kosten van brandwerende voorzieningen te behalen. De benodigde dikte is aanzienlijk kleiner dan in het geval van een vierzijdig verhitte kolom. Bovendien is het te bekleden oppervlak geringer, zodat het aanbrengen gemakkelijker en goedkoper is.

Literatuur

1. *Gezondheidsklachten in kantoorgebouwen. Werken aan gezonde gebouwen*, uitgave Ministerie VROM, Rijksgebouwendienst, 's-Gravenhage 1991.
2. *Verhoogde vloeren in kantoorgebouwen* (SBR-rapport 259), uitgave Stichting Bouwresearch, Rotterdam 1992.
3. 'Bouwbesluit. Besluit houdende technische voorschriften omtrent het bouwen van bouwwerken en de staat van bestaande bouwwerken', *Staatsblad* 680, 1991.
4. W.A.C. de Vries Robbé, 'Bewust (niet) conserveren in staalskeletbouw', *Bouwen met Staal* 106 (1992), p. 45-48.
5. J.C.A. van de Weijert en L. Twilt, *Onderzoek naar de bescherming tegen brand van staalconstructies in lage industriegebouwen*, TNO-rapport B-90-139, Rijswijk 1990.
6. *Slim floor design and construction* (SCI-publication 110), uitgave The Steel Construction Institute, Ascot (Berkshire) 1992.
7. J.J. Klitsie, 'Verdiepingbouw gezien door de bril van een belegger', *Verdiepingbouw met een stalen skelet en kanaalplaatvloeren*, syllabus SG-cursus, uitgave Staalbouwkundig Genootschap, Rotterdam 1992, p. 1.62-1.65.
8. *Naar een tienjarenprogramma afval*, uitgave Afval Overleg Orgaan, Utrecht 1992.
9. W.A.C. de Vries Robbé, 'Milieu en de nieuwe kwaliteiten van gebouwen', *Verdiepingbouw met een stalen skelet en kanaalplaatvloeren*, syllabus SG-cursus, uitgave Staalbouwkundig Genootschap, Rotterdam 1992, p. 1.46-1.61.
10. *Real Estate Norm*, uitgave Real Estate Norm Nederland, Nieuwegein 1992 (2^e druk).
11. *NEN 2580* (Oppervlakten en inhouden van gebouwen. Termen, definities, bepalingmethoden), Delft 1991.
12. *Richtlijnen voor het ontwerp van warmte- en luchttechnische installaties c.a. ten behoeve van rijkskantoorgebouwen*, rapport WL 0900070308, uitgave Ministerie VROM, Rijksgebouwendienst, 's-Gravenhage 1988.
13. *Schachten als kern voor hoge gebouwen? Vuistregels voor de onderlinge afstemming van bouwtechniek en installatietechniek in de fase van het voorlopig ontwerp van kantoorachtige gebouwen* (SBR-rapport 120), uitgave Stichting Bouwresearch, Rotterdam 1985.
14. C. Gerritse, *Integratie in de gevelzone*, Delft 1986.
15. *Vliesgevels voor kantoorgebouwen. Prestaties, prestatie-eisen en keuzeprocedure* (SBR-rapport 262), uitgave Stichting Bouwresearch, Rotterdam 1992.
16. A. Schuur, *Keuzeproblemen in de ontwerpfase van een kantoorgebouw*, afstudeerverslag TH-Delft, uitgave Stichting Bouwresearch, Delft 1976.
17. *Zoninstraling en binnenklimaat. De invloed van zoninstraling op het binnenklimaat in gebouwen zonder zomerconditionering* (SBR-rapport 75), Deventer 1980.
18. A.W.A.M.J. van den Bogaard, *Overspanningen van geïntegreerde liggers en kanaalplaten*, PAB-rapport 93-000-09, uitgave Project Analyse Bureau, Rotterdam 1992.
19. *Voegen in geprefabriceerde vloeren* (CUR-rapport 136), uitgave CUR, Gouda 1988.
20. J.P. Straman en A.J. Hogeslag, 'Geprefabriceerde stabiliteitsconstructies. Verbindingen', *Belton Magazine* (nr. 1) 1993, p. 12-15.

21. *Realistische rekenmodellen voor metselwerk* (SBR-rapport 245), uitgave Stichting Bouwresearch, Rotterdam 1992.
22. *Produktrichtlijn voor de toepassing van Dycore spanvloeren in de utiliteitsbouw* (dossier 2075), uitgave Dycore, Oosterhout 1989.
23. E.M.W. Gerrits, *Hoedliggers, hoedliggersystemen en hoedligerverbindingen. Analytische en numerieke modellering*, afstudeerverslag TU-Delft, Delft 1992.
24. T. Treiberg, *Balk-pelarfästning* (SBI publikation 103), uitgave Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm 1988.
25. *Stahlgeschößbauten. Grundlagen für Entwurf und Konstruktion* (Merkblatt 115), uitgave Stahl-Informations-Zentrum, Düsseldorf 1989 (4^e druk).
26. *Gelaste verbindingen* (CUR rapport 150), uitgave CUR, Gouda 1992.
27. *Toelaatbare lasfouten. Statisch*, uitgave Staalbouwkundig Genootschap, Rotterdam 1979 (2^e druk).
28. *Bouwkosten*. Band 3-PG. *Bouwdeelkosten kantoorgebouwen*, Misset, Doetinchem 1993.
29. *NEN 6702* (TGB 1990. Belastingen en vervormingen), 1991.
30. *NEN 6770* (TGB 1990. Staalconstructies. Basiseisen en basis rekenregels voor overwegend statisch belaste constructies), 1991.
31. *NEN 6771* (TGB 1990. Staalconstructies. Stabiliteit), 1991.
32. A.W.A.M.J. van den Bogaard, *Ultimate capacity of class 1 and 2 sections*, PAB-rapport 93-000-10, uitgave Project Analyse Bureau, Rotterdam 1992.
33. J. Thor, 'A new fire-safe composite steel beam', *Steel Construction Today* (nr. 4) 1990, p. 137-140.
34. W.H. Verburg, 'Geïntegreerde liggers. Rekenmodel voor de doorsnedecontrole volgens NEN 6770', *Bouwen met Staal* 107 (1992), p. 7-12.
35. *NEN 6720* (TGB 1990. Voorschriften beton. Constructieve eisen en rekenmethoden (VBC 1990)), 1991.
36. A.W.A.M.J. van den Bogaard, *Economisch ontwerpen van stalen stabiliteitsverbanden*, PAB-rapport 93-000-11, uitgave Project Analyse Bureau, Rotterdam 1992.
37. *Richtlijnen voor de toepassing van geprofileerde stalen platen als schijfconstructie. RSPS 1980*, uitgave Staalbouwkundig Genootschap, Rotterdam 1982 (herdruk).
38. *NEN 6072* (Rekenkundige bepaling van de brandwerendheid van bouwdelen. Staalconstructies), 1991.
39. *Staal en brandveiligheid. Een geïntegreerde aanpak*, uitgave Eurofer, Brussel 1993.
40. L. Twilt en J. Witteveen, *Brandveiligheid staalconstructies*, uitgave Staalcentrum Nederland en Staalbouwkundig Genootschap 1985 (2^e druk).
41. *Computerprogramma Brawesta*, uitgave Staalbouw Instituut, Rotterdam 1994 (versie 2.0).
42. J. Thor, 'Fire safety', *Verdiepingbouw met een stalen skelet en kanaalplaatvloeren*, syllabus SG-cursus, uitgave Staalbouwkundig Genootschap, Rotterdam 1992, p. 1.13-1.36.
43. *Eurocode 2* (Design of concrete structures. Part 10. Structural Fire Design), 1990 (draft).
44. *NEN 6071* (Rekenkundige bepaling van de brandwerendheid van bouwdelen. Betonconstructies), 1991.
45. *Brandwerendheid van staal-beton kolommen. Deel 1. Stalen I-profielen met beton tussen de flenzen; stalen I-profielen omstort met beton* (CUR/SG-rapport 5), uitgave CUR en Staalbouwkundig Genootschap, Gouda/Rotterdam 1988.

46. *Brandwerendheid van staal-beton kolommen. Deel 2. Stalen buisprofielen gevuld met beton* (CUR/CS/SG-rapport 6), uitgave CUR, Centrum Staal en Staalbouwkundig Genootschap, Gouda/Rotterdam 1989.
47. J.P. Grimault, *Calcul à l'incendie des profils creux remplis de béton. Manuel pratique*, uitgave Cometube, Parijs 1982.
48. *SHS Design manual for concrete filled columns. Part 2. Fire resistant design*, uitgave British Steel, Corby 1992.
49. *BS 5950* (Structural use of steelwork in building. Part 8. Code of practice for fire resistant design), 1990.
50. A.F. Hamerlinck en W.H. Verburg, 'Betongevulde buiskolommen. Nieuwe mogelijkheden voor een brandwerendheid van 60 minuten zonder wapening', *Bouwen met Staal* 116 (1994), p. 17-21.
51. *Eurocode 4* (Design of composite structures. Part 10. Structural Fire Design), 1990 (draft).

A Bouwkundige geveldetails

Nadat het profiel van de gevelkolommen is bepaald – rekening houdend met de belasting, het gewenste geveltype en de aanwezige leidingen en installaties – kan de constructie verder worden uitgewerkt. De keuze van de profieldoorsnede van liggers en kolommen hangt vaak nauw samen met de beoogde oplossing voor de brandwerendheid.

Een aantal principedetails laat zien op welke wijze de gevel, de vloer, en de staalconstructie in de gevelzone op elkaar aansluiten. Met nadruk wordt er op gewezen dat de gegeven details slechts een keuze vormen uit een groot scala van mogelijke oplossingen, zonder te streven naar volledigheid. De gegeven details bieden voldoende houvast om ook in andere gevallen tot bruikbare oplossingen te komen.

Onderscheiden worden gevels mét en gevels zónder een spouw. Bij gevels met spouw is er een binnen- en een buitenblad aanwezig, waardoor een ruimtelijke integratie met de gevelkolommen mogelijk is. Het binnenblad wordt altijd per bouwlaag aan de constructie bevestigd, zowel in verticale als in horizontale zin. Het buitenblad hangt aan het binnenblad, de vloerrand of aan de kolommen òf staat op de fundering. In dat laatste geval wordt de draagconstructie niet belast door het eigen gewicht van het buitenblad.

De windbelasting wordt altijd door het binnenblad overgedragen op de draagconstructie van het gebouw. Bij gevels zonder spouw is sprake van een sandwichconstructie als buitenblad. Een afzonderlijk binnenblad is dan doorgaans overbodig. Van zes geveltypen a-f wordt het principedetail gegeven. De geveltypen verschillen in de opbouw van de gevel en in de plaatsing van de gevelkolommen. Deze kolommen kunnen vrij voor de gevel staan, tegen of gedeeltelijk opgenomen in het binnenblad of geheel geïntegreerd in het binnenblad.

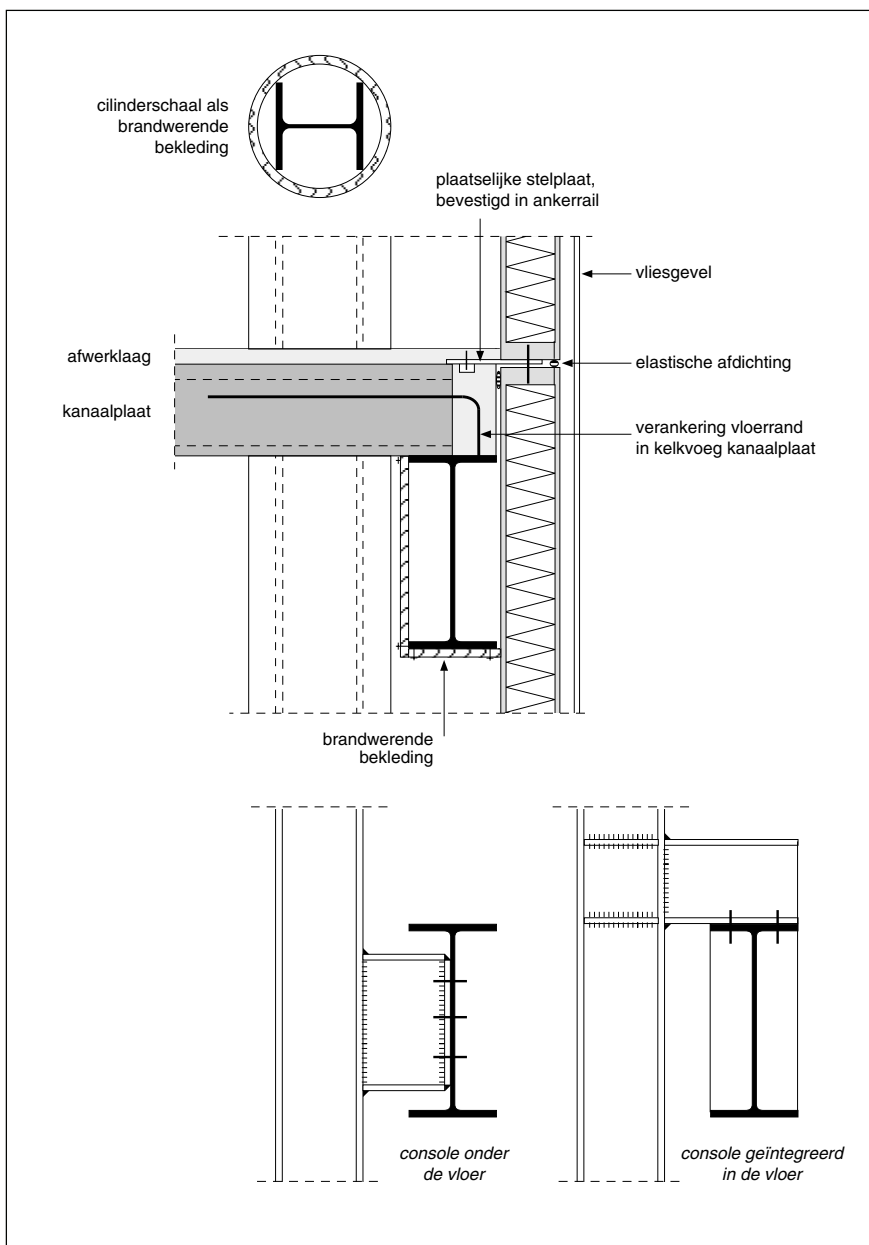
geveltype	spouw	binnenblad	buitenblad
a.	ja	licht	licht
b.	ja	licht	zwaar
c.	ja	zwaar	licht
d.	ja	zwaar	zwaar
e.	nee	–	licht
f.	nee	–	zwaar

A.1. Doorsnede over vloerdragende rand.
Randligger onder de vloer, gevelkolommen vrijstaand voor binnenblad.

Specifieke kenmerken van de gevel (binnenblad: bijv. stijl- en regelwerk van hout of staal met tweezijdige beplating en isolatie; buitenblad: bijv. vliesgevel van gezette panelen aluminium, roestvast staal of geëmailleerd staal):

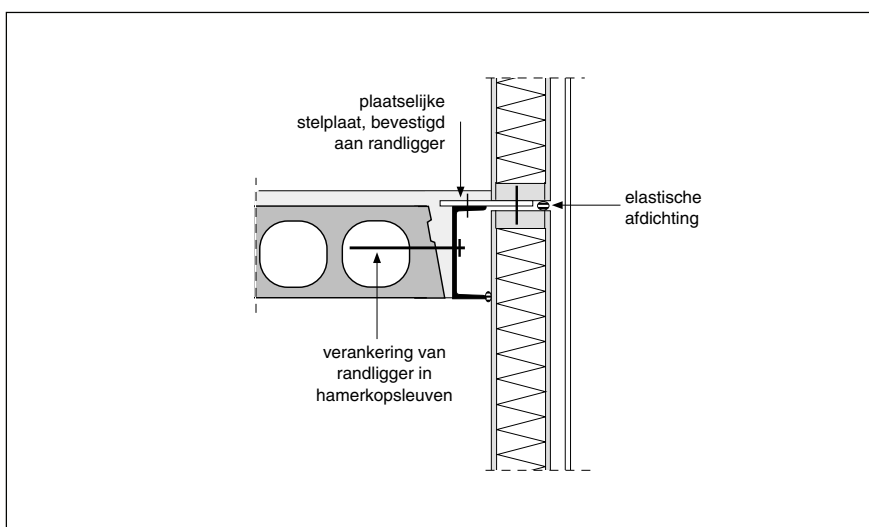
- binnenblad is verdiepinghoog en wordt als één element (met raamkozijnen) geplaatst;
- binnenblad draagt de vliesgevel zowel horizontaal als vertikaal.

Een doorgaande uitvoering van de randligger langs de kolommen vereenvoudigt de montage. Het afzonderlijk bekleden van de kolom en de ligger met brandwerende beplating is minder bewerkelijk bij voldoende ruimte (≥ 50 mm) tussen ligger en kolom. Een console die in de vloer is geïntegreerd vormt geen obstakel bij het bekleden van de liggers.



A.2. Doorsnede over niet-vloerdragende rand. Gevel als bij afbeelding A.1.

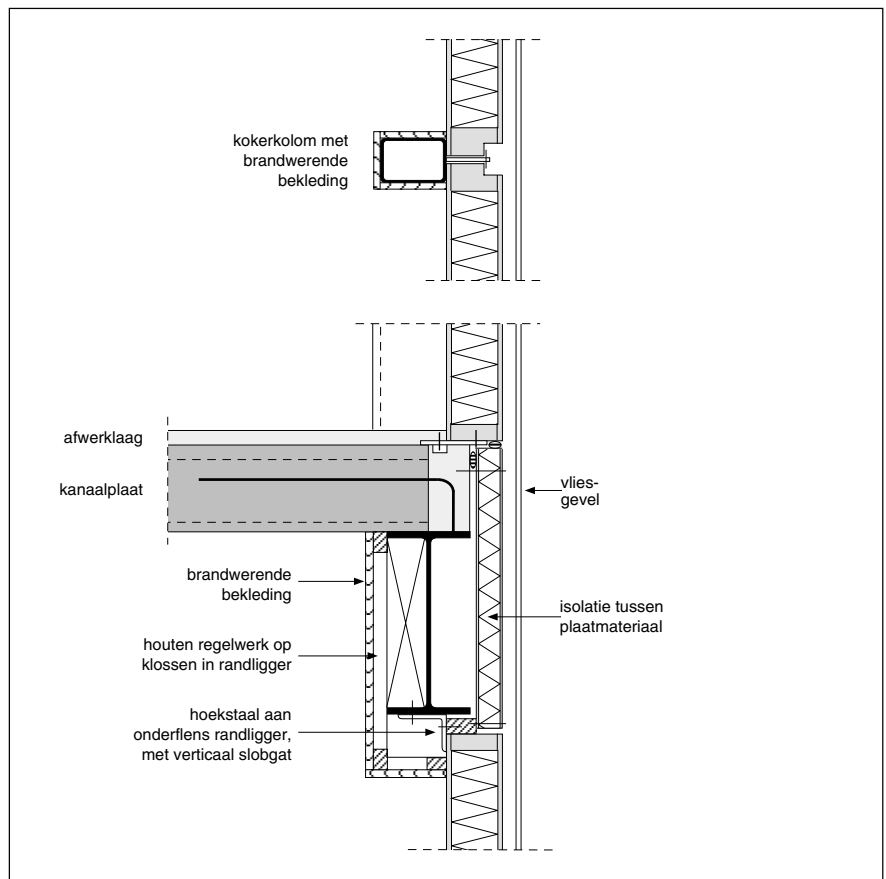
De doorbuiging van kanaalplaten is tijdsafhankelijk. Bij een onzorgvuldige detaillering kunnen de kanaalplaten dragen op de lichte binnenbladen, die daarop niet zijn berekend. Dit is te voorkomen door de gevelelementen te stellen op plaatsen waar de doorbuiging van de vloer minimaal is, namelijk nabij de opleggingen van de kanaalplaten. Zorg voor voldoende stel- en bewegingsruimte boven de elementen. De horizontale verankering van de elementen tegen windzuiging is uitgevoerd met stiften.



*A.3. Doorsnede over vloerdragende rand.
Randligger onder de vloer,
gevelkolommen tegen binnenblad.*

Specifieke kenmerken van de gevel (binnenblad: bijv. geprefabriceerde panelen of gelijmde blokken van cellenbeton; buitenblad: bijv. vliesgevel van volkernplaten met geventileerde spouw):

- binnenblad is verdiepinghoog en wordt als één element (met raamkozijnen) uitgevoerd;
- binnenblad draagt de vliesgevel zowel horizontaal als vertikaal.

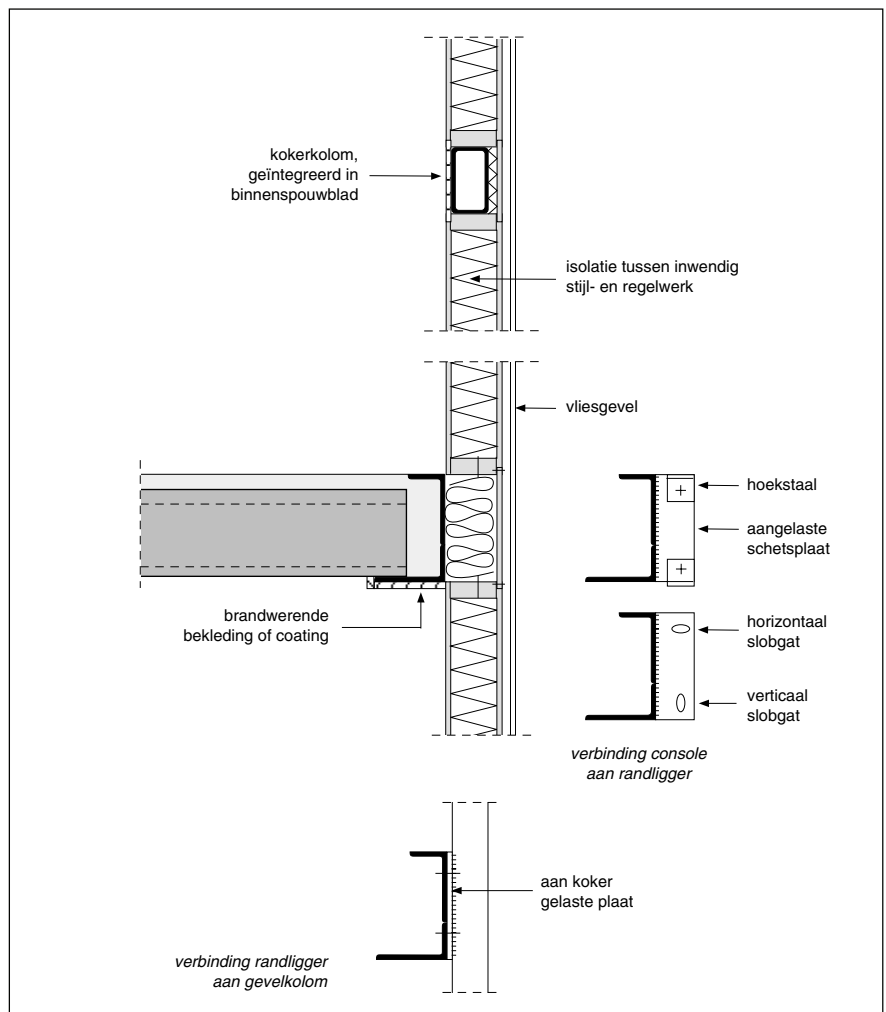


*A.4. Doorsnede over vloerdragende rand.
Randligger geïntegreerd in de vloer,
gevelkolommen geïntegreerd in binnenblad.*

Specifieke kenmerken van de gevel (binnenblad: bijv. verstijfde sandwichconstructie van tweezijdige beplating en isolatie; buitenblad: bijv. vliesgevel van gezette metalen panelen):

- binnenblad is verdiepinghoog en wordt uit grote elementen (met raamkozijnen) samengesteld;
- binnenblad draagt de vliesgevel zowel horizontaal als vertikaal.

Integratie van de kolommen veronderstelt slanke profielen, dus met beperkte onderlinge afstanden en/of beperkte vloeroverspanningen. Een doorgaande uitvoering van de randligger langs de kolommen vereenvoudigt de montage.

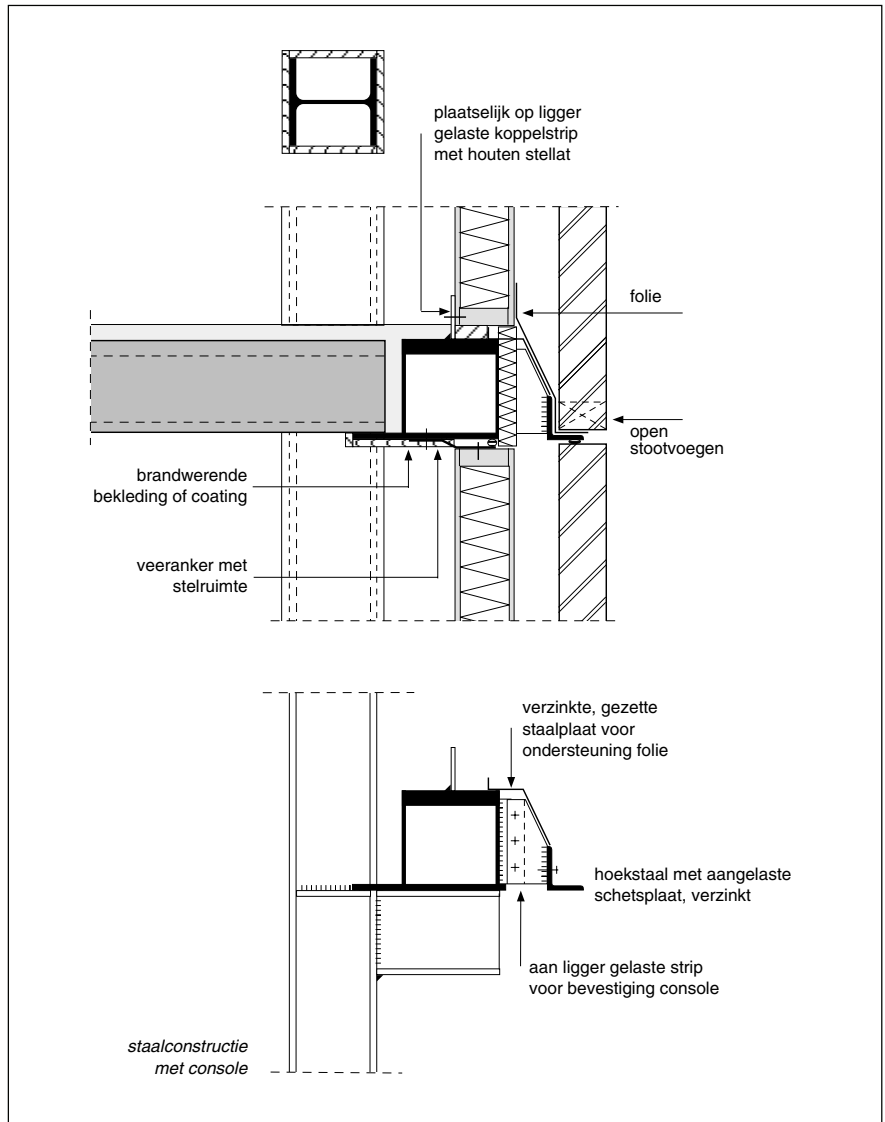


A.5. Doorsnede over vloerdragende rand.
Randligger geïntegreerd in de vloer,
gevelkolommen vrijstaand voor binnenblad.

Specifieke kenmerken van de gevel (binnenblad: bijv. geïsoleerd en geprefabriceerd paneel of gelijmde blokken van cellenbeton; buitenblad: metselwerk):

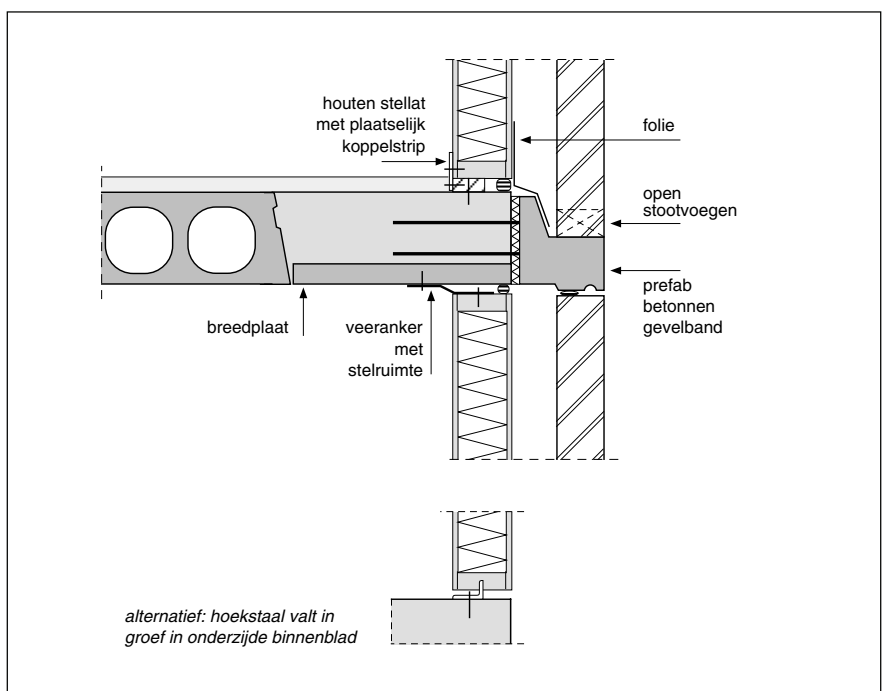
- binnenblad is verdiepinghoog, voorzien van spouwankers en steunt het buitenblad uitsluitend horizontaal;
- buitenblad is in het werk gemetseld en rust per bouwlaag op de vloer via latei-constructie. Een bekleding van bijvoorbeeld platen natuursteen wordt aan het binnenblad opgehangen; grote prefab elementen als buitenblad worden bij voorkeur zelfdragend uitgevoerd en geplaatst op consoles aan kolommen.

Boven op de randligger zijn strippen gelast voor de bevestiging van het binnenblad, hetzij direct hetzij indirect via een stellat. Een alternatief is een doorgaande strip, opgelast met een kettingglas, die in een sponning in de onderzijde van het element valt. Aan de zijkant van de randligger zijn platstalen strips gelast voor de montage van de latei-constructie.



A.6. Doorsnede over niet-vloerdragende rand. Gevel als bij afbeelding A.5.

De laatste kanaalplaat is vervangen door een breedplaat. In de opgestorte druklaag is een prefab betonnen gevelband verankerd die de belasting van het metselwerk op de vloerstrook overdraagt. De doorbuiging van de vloerrand kan met bijlegwapening worden beperkt om scheurvorming in het metselwerk te voorkomen. Bij overspanningen groter dan 5,4 m wordt aanbevolen om tussenkolommen toe te passen.



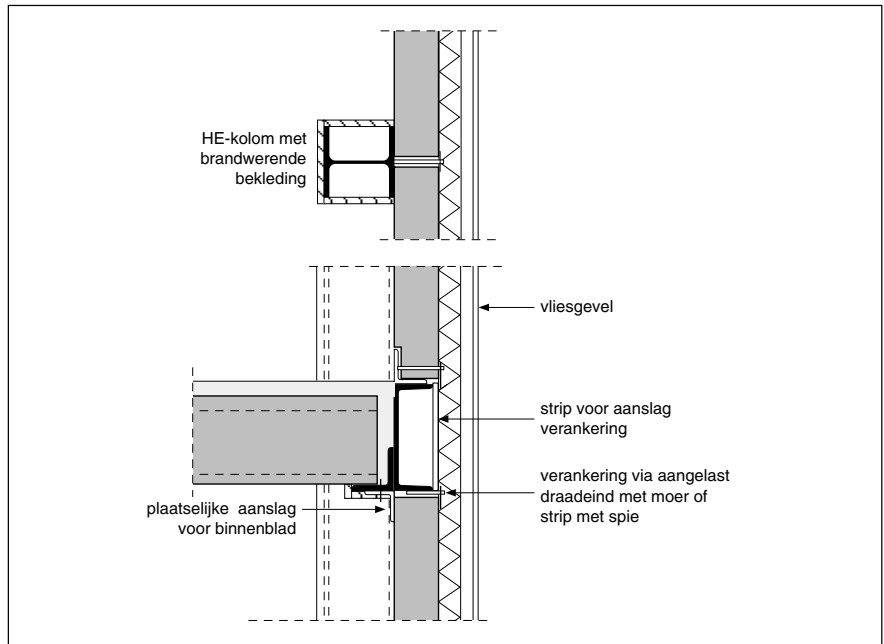
Type c. Gevel met spouw, zwaar binnenblad en licht buitenblad

A.7. Doorsnede over vloerdragende rand.
Randligger geïntegreerd in de vloer,
gevelkolommen tegen binnenblad.

Specifieke kenmerken van de gevel (binnenblad: niet-dragend element van prefab beton of metselwerk van kalkzandsteenblokken; buitenblad: vliesgevel met isolatie in geventileerde spouw):

- binnenblad is verdiepinghoog en als één doorgaand vlak uitgevoerd;
- binnenblad draagt de vliesgevel horizontaal en vertikaal.

Een doorgaande uitvoering van de ligger langs de kolommen vereenvoudigt de montage en maakt integratie van de ligger in de wand mogelijk ter verhoging van de brandwerendheid van de ligger.



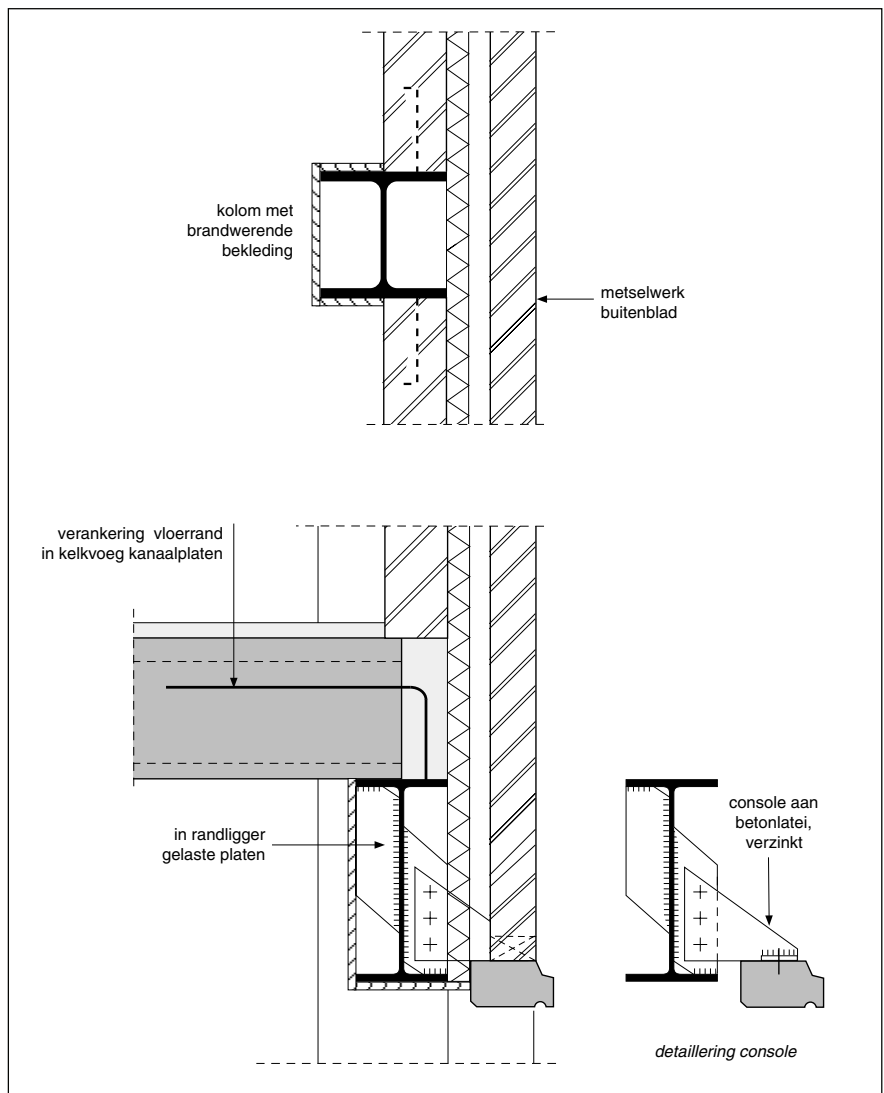
Type d. Gevel met spouw, zwaar binnenblad en zwaar buitenblad

A.8. Doorsnede over vloerdragende rand.
Randligger onder de vloer, gevelkolommen gedeeltelijk opgenomen in binnenblad.

Specifieke kenmerken van de gevel (binnenblad: bijv. niet-dragend binnenspouwblad van prefab beton of van metselwerk; buitenblad: metselwerk met isolatie in een geventileerde spouw):

- binnenblad als één samenhangend geheel uitgevoerd;
- binnenblad is verdiepinghoog, voorzien van spouwankers en steunt het buitenblad alleen horizontaal;
- buitenblad is in het werk gemetseld.

Diagonaal in de ligger zijn onvolledige schotten gelast om zijdelingse buiging van de onderrand te verhinderen. Aan de buitenste schotten wordt de lateiconstructie gebout; de stalen onderdelen van de latei zijn geconserveerd. De doorbreking van de thermische en hygrische isolatie vraagt om bijzondere aandacht bij de uitvoering.

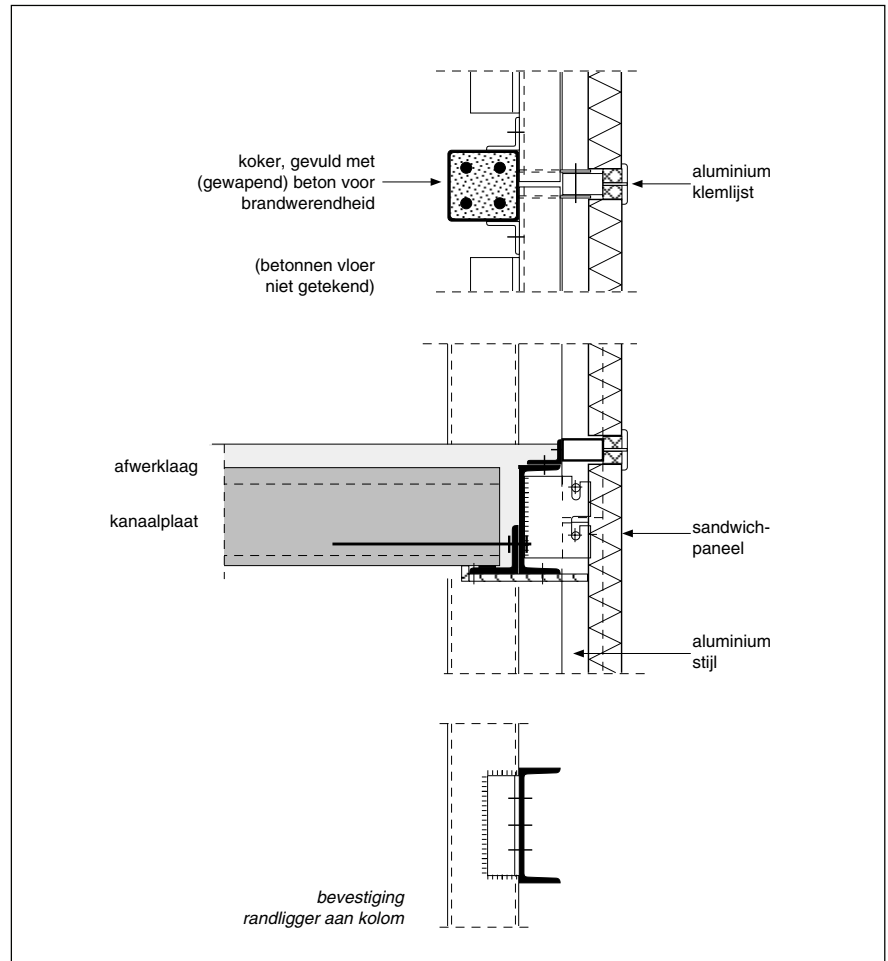


Type e. Gevel zonder spouw, licht buitenblad

A.9. Doorsnede over vloerdragende rand.
Randligger geïntegreerd in de vloer,
gevelkolommen vrijstaand
voor buitenblad.

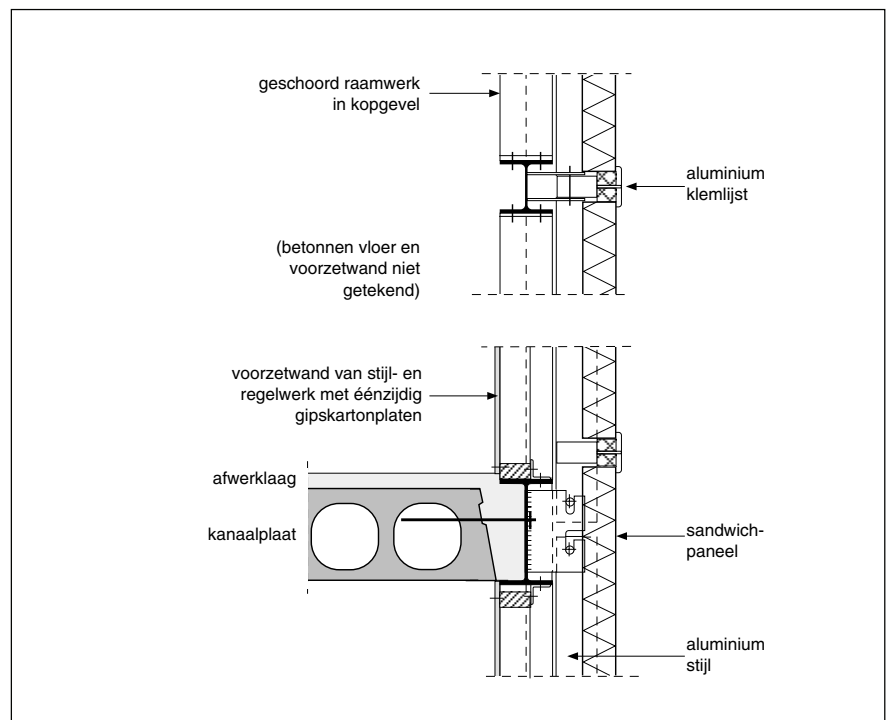
Specifieke kenmerken van de gevel (kern
van kunststofschuim of steenwol met huiden
van bijv. gecoat staal of aluminium):

- grote sandwichpanelen compleet met thermische beglazing;
- gevel wordt zelfzoekend gemonteerd aan schetsplaten aan de randligger.



A.10. Doorsnede over niet-vloerdragende
rand. Gevel als bij afbeelding A.9.

De constructie van de kopgevel verzorgt de
stabiliteit van het gebouw. De laatste kanaal-
plaat is daartoe met de stabiliteitsconstructie
verbonden via haarspelden in hamerkop-
sleuven.

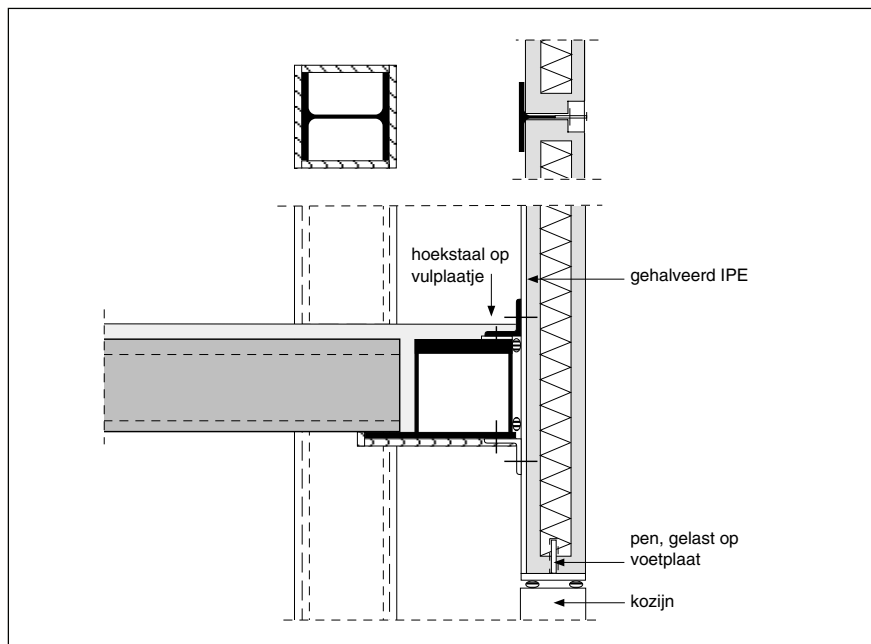


*A.11. Doorsnede over vloerdragende rand.
Randligger geïntegreerd in de vloer,
gevelkolommen vrijstaand
voor buitenblad.*

*Specifieke kenmerken van de gevel (isole-
rende kern met bijv. thermisch onderbroken
binnen- en buitenhuid van polymeer gemodi-
ficeerd glasvezelversterkt cement of gips):*

- borstweringselement is zelfdragend;*
- borstweringselement vangt de totale wind-
belasting op en draagt deze af naar zijn
horizontale steunpunten.*

*Zowel voor de bevestiging aan de construc-
tie als om voldoende sterkte en stijfheid te
verkrijgen, zijn achter de gevelelementen
vaak stalen stijlen en regels nodig, bijvoor-
beeld ter hoogte van de raamdorpels.*

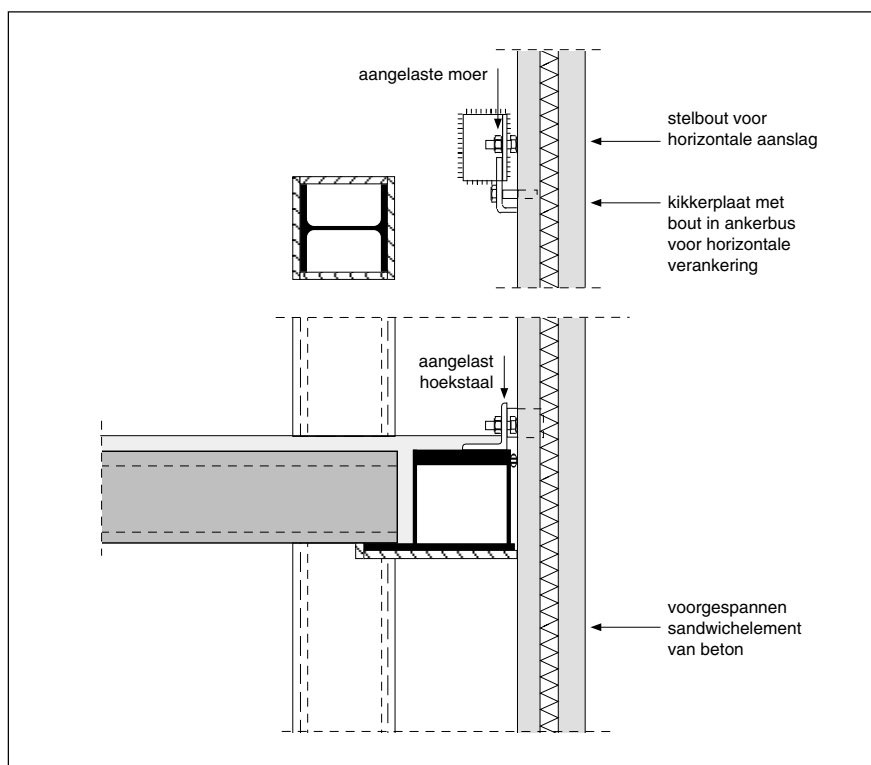


Type f. Gevel zonder spouw, zwaar buitenblad

*A.12. Doorsnede over vloerdragende rand.
Randligger geïntegreerd in de vloer,
gevelkolommen vrijstaand
voor buitenblad.*

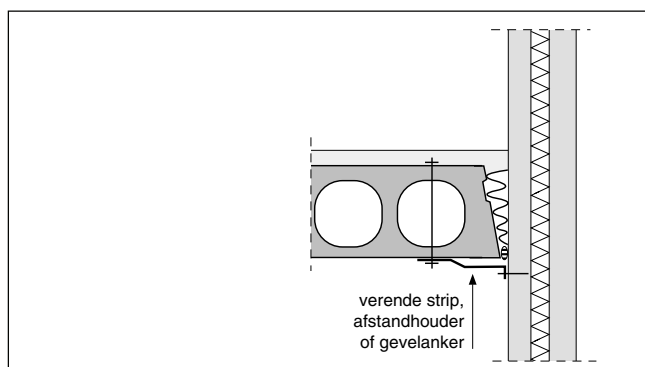
*Specifieke kenmerken van de gevel (bijv.
voorgespannen prefab betonplaten met reliëf
of ingestorte tegels):*

- gevel bestaat uit zware sandwichele-
menten, doorgaand over meerdere bouw-
lagen;*
- sandwichelementen staan op de funde-
ring en worden door de vloer uitsluitend
horizontaal gesteund.*



*A.13. Doorsnede over niet-vloerdragende
rand. Gevel als bij afbeelding A.12.*

*De detaillering is in principe gelijk aan die
van de vloerdragende rand.*

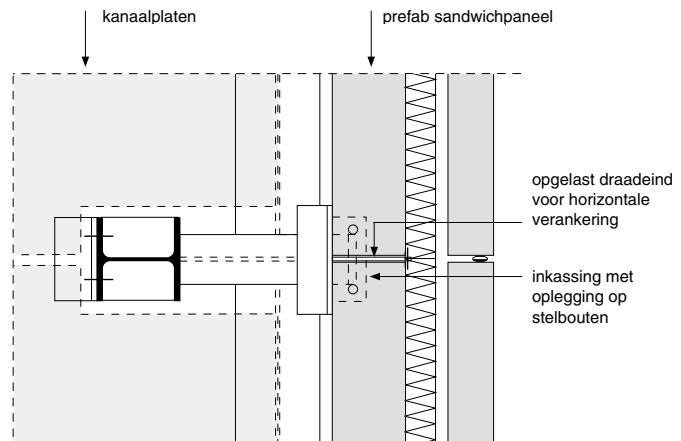


*A.14. Doorsnede over vloerdragende rand.
Randligger onder de vloer,
gevelkolommen vrijstaand
voor buitenblad.*

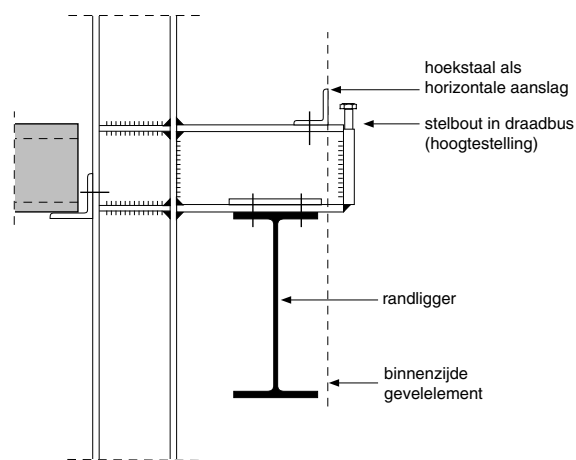
Specifieke kenmerken van de gevel (bijv. prefab betonplaten met een oppervlak van geslepen terrazzo of terracotta structuur):

- opbouw uit zware sandwichelementen met voorgespannen stelkozijnen of ramen;
- breedte van de elementen is gelijk aan de kolomafstand in de gevel;
- sandwichelementen worden gesteld op consoles aan de kolommen.

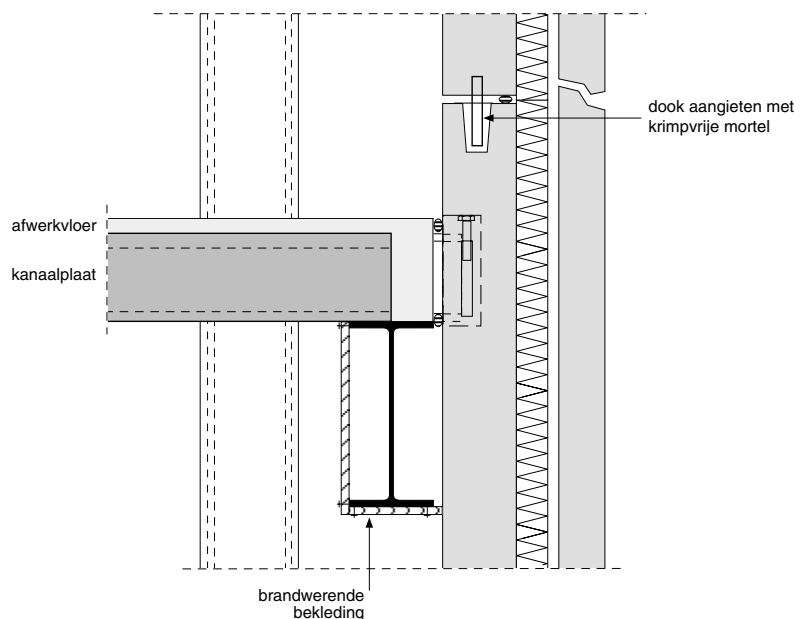
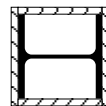
De vloerplaten kragen niet uit buiten de randligger. De vloerrand wordt tegelijk met de kelkvoegen aangestort, vóórdat de gevel wordt aangebracht. De gevelelementen worden gepositioneerd, op hoogte en te lood gesteld en via consoles verankerd aan de kolommen. Tussen de kolom en de randligger is ruimte voor het aanbrengen van brandwerende bekleding en, desgewenst, voor ringleidingen. Eventueel is een geveldragende uitkraging met kanaalplaten mogelijk; in dat geval dienen er kopsleuven te zijn aangebracht in de kanaalplaten voor het aanbrengen van steunpuntswapening boven de ligger.



bovenaanzicht



verticale doorsnede met aanzicht console

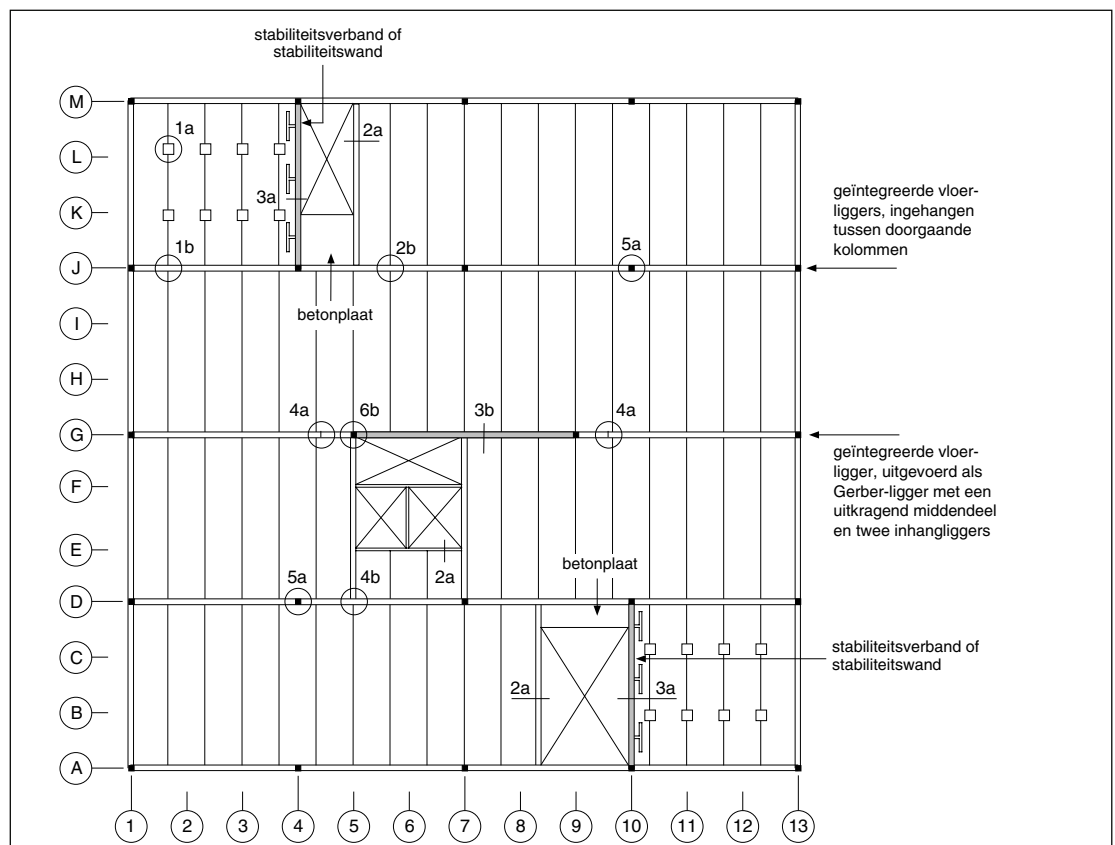


B Constructieve verbindingdetails

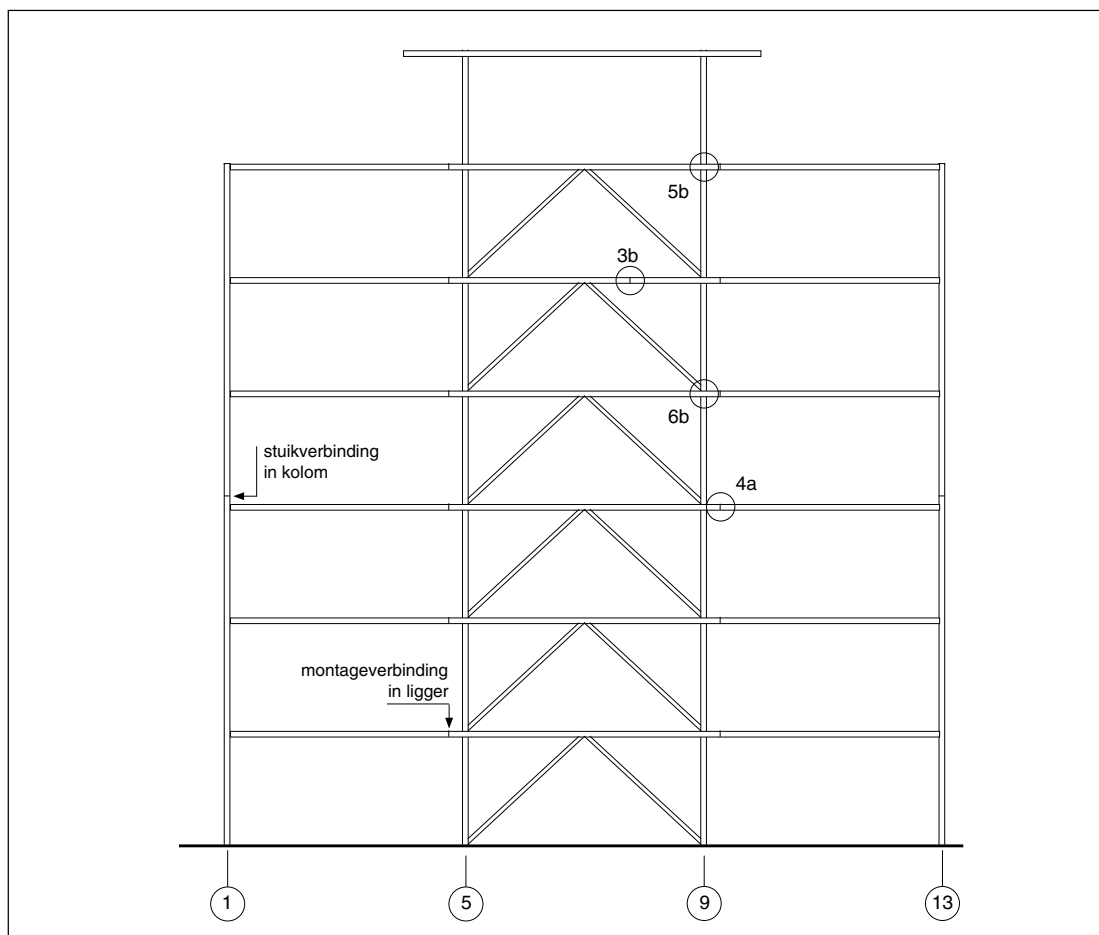
Het concept van een staalskelet met kanaalplaten heeft zes karakteristieke typen van verbindingen tussen telkens twee constructieve elementen. Voor elk type verbinding is een aantal praktische details gegeven, zonder te streven naar volledigheid. De gegeven (principe)details laten zien welke oplossingen mogelijk zijn en bieden houvast om ook in andere gevallen tot bruikbare details te komen. De keuze van de profieldoorsnede van liggers en kolommen hangt vaak nauw samen met de beoogde oplossing voor de brandwerendheid.

<i>kanaalplaat-kanaalplaat</i>	1a langsvoeg
	1b kanaalplaat aan weerszijden van een vloerligger
<i>kanaalplaat-vloerligger</i>	2a kanaalplaat en raveelligger
	2b kanaalplaat en vloerligger
<i>kanaalplaat-stabiliteitswand</i>	3a langsvoeg
	3b kopvoeg
<i>vloerligger-vloerligger</i>	4a doorkoppeling of stuik
	4b raveling
<i>vloerligger-kolom</i>	5a ingehangen ligger tussen doorgaande kolommen
	5b doorgaande ligger over onderbroken kolommen
<i>kolom-kolom of</i>	6a stapeling of stuik tussen twee kolommen
<i>kolom-stabiliteitselement</i>	6b kolomverbinding met stabiliteitselementen

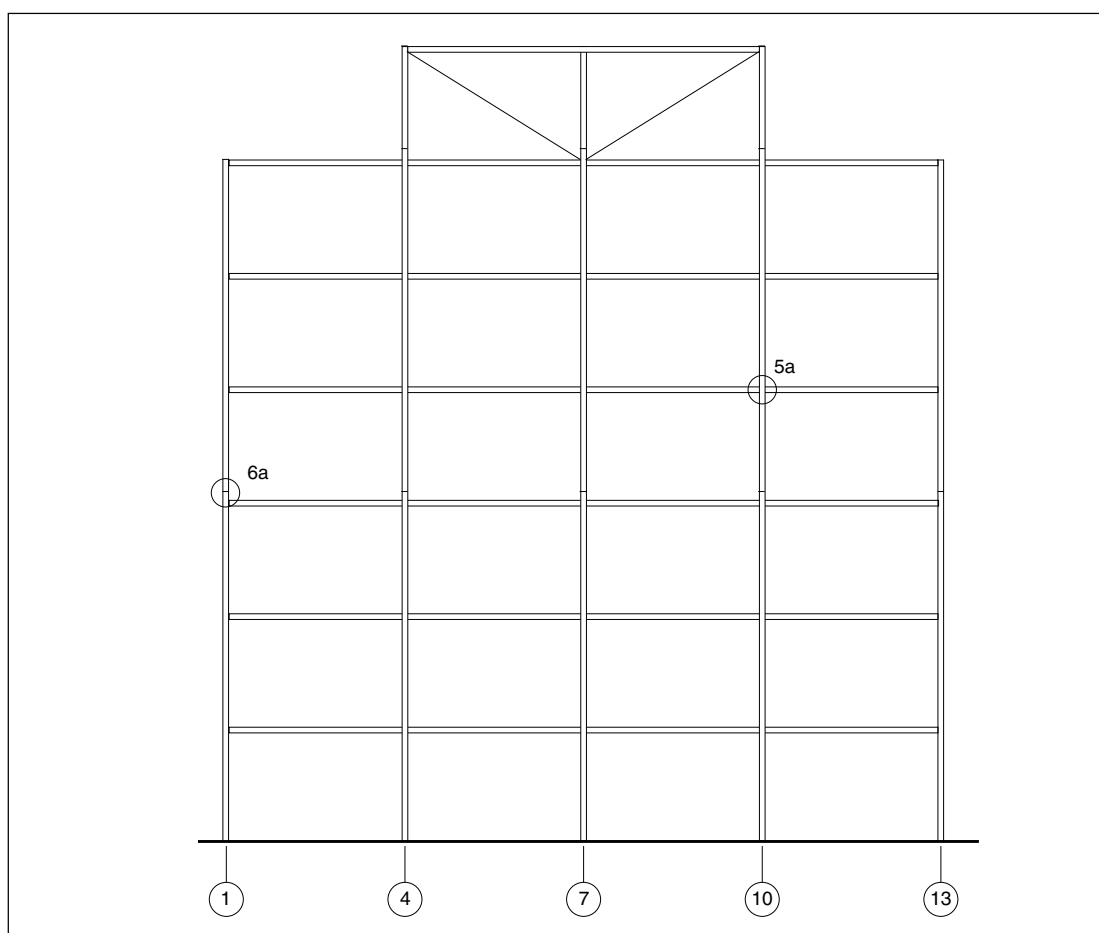
B.01. Referentie-plattegrond van de staalconstructie met kanaalplaten, met de verschillende typen verbindingen.



B.02. Staal-constructie op as G, met de verschillende typen verbindingen.

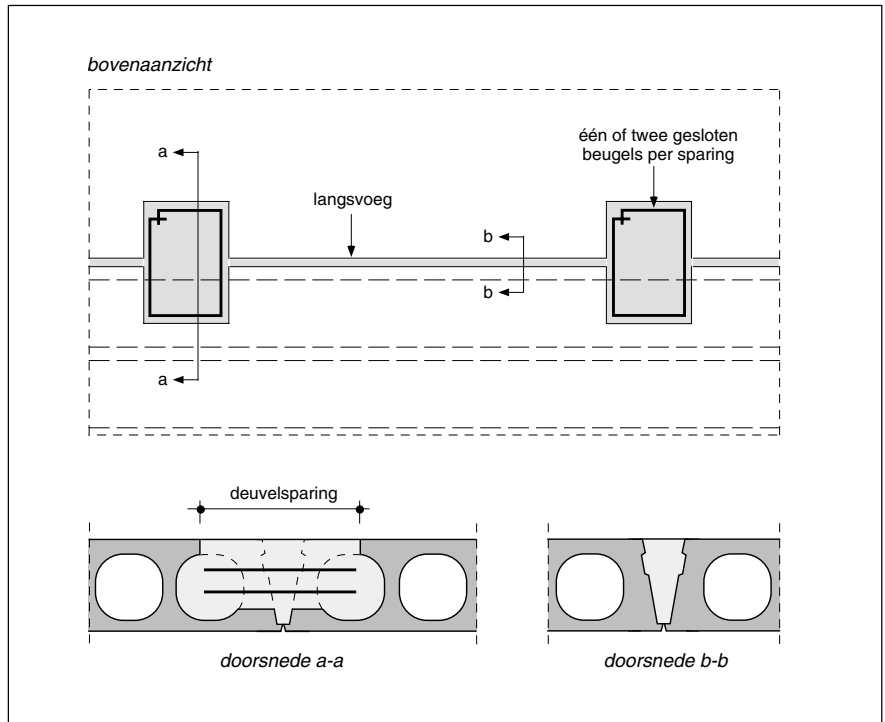


B.03. Staal-constructie op as D en J, met de verschillende typen verbindingen.



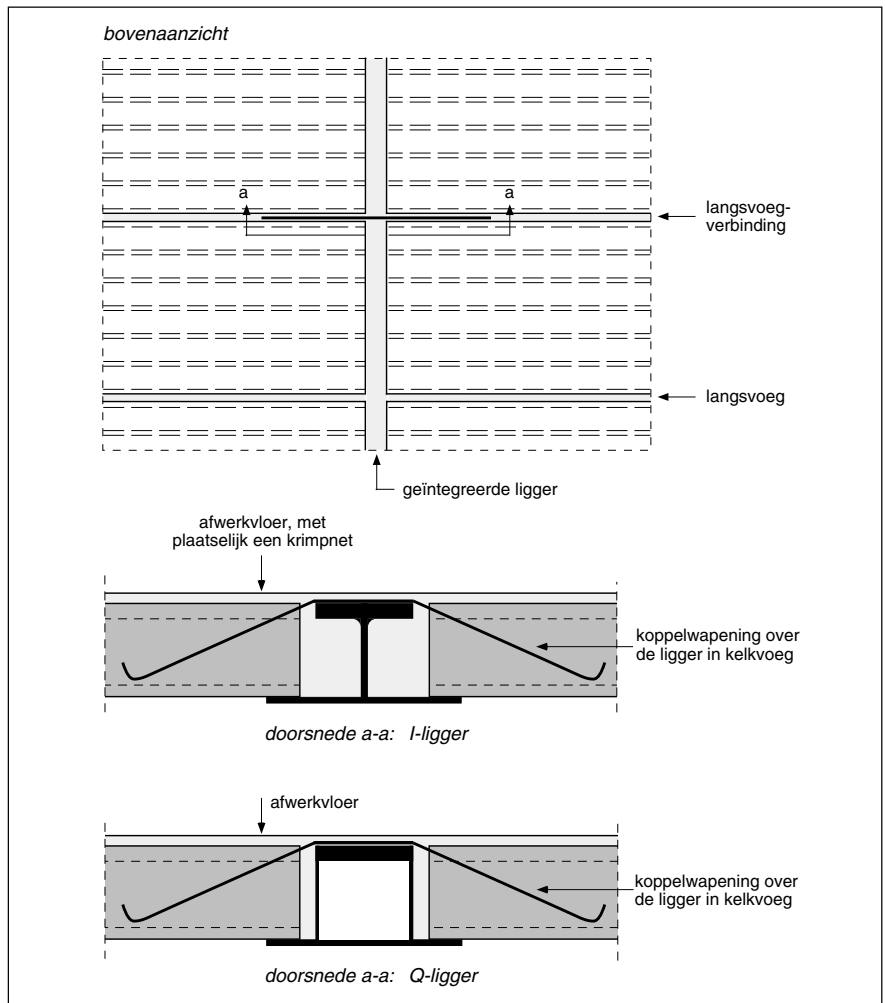
Type 1a. Kanaalplaat-kanaalplaat (langsvoeg)

B.04. Schuifvaste verbinding tussen kanaalplaten onderling met gevulde kelkvoegen en – indien noodzakelijk – plaatselijk betondeuvels.



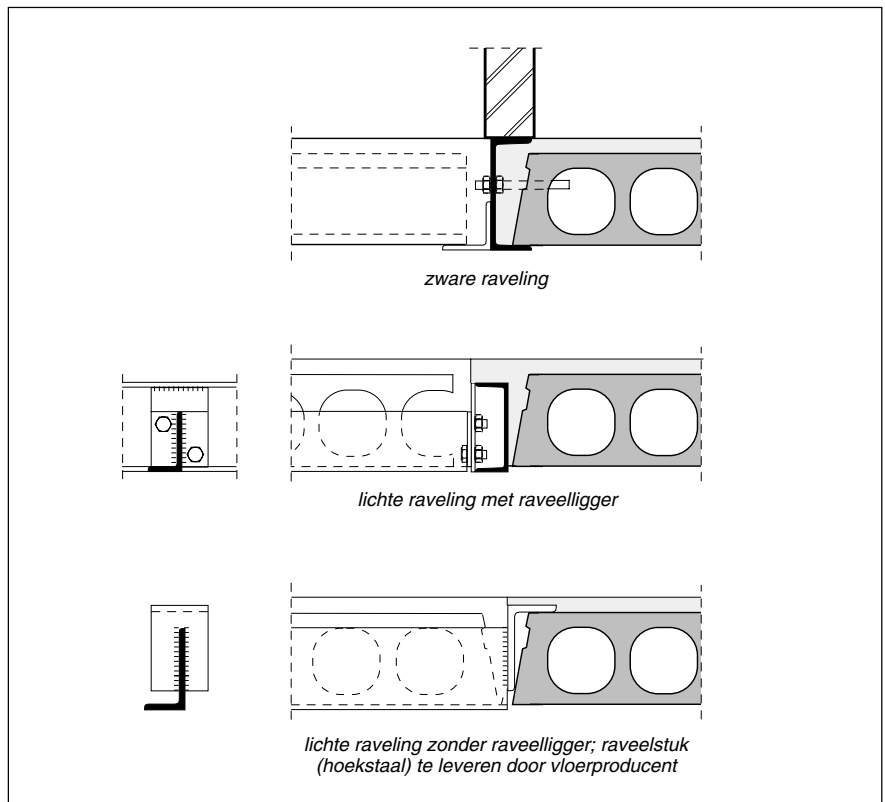
Type 1b. Kanaalplaat-kanaalplaat (kopvoeg)

B.05. Koppelwapening over de vloerligger, verankerd in de kelkvoegen.



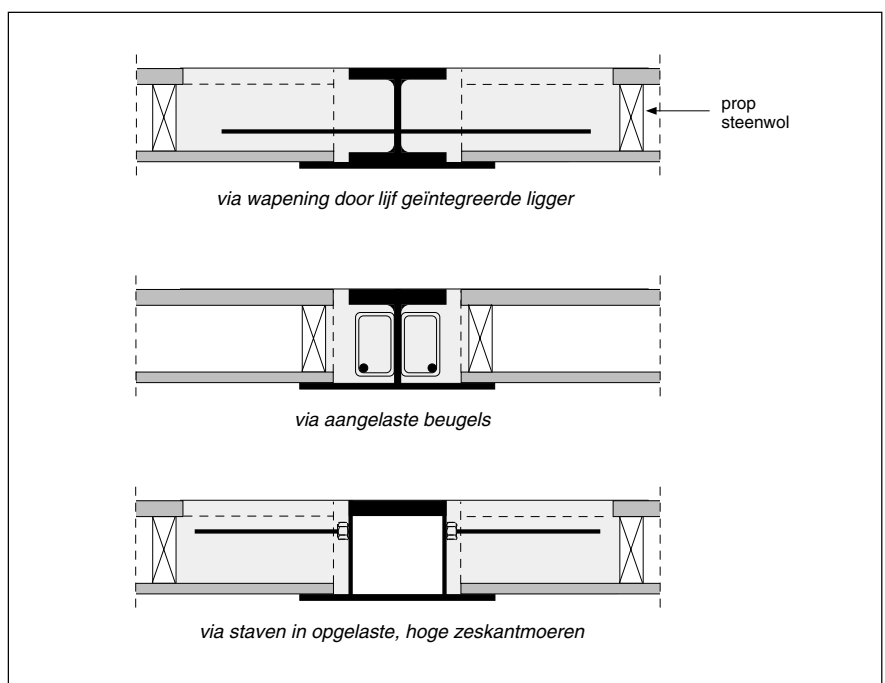
Type 2a. Kanaalplaat-raveelligger

B.06. Schuifvaste verbinding van kanaalplaten bij drie typen ravelingen.

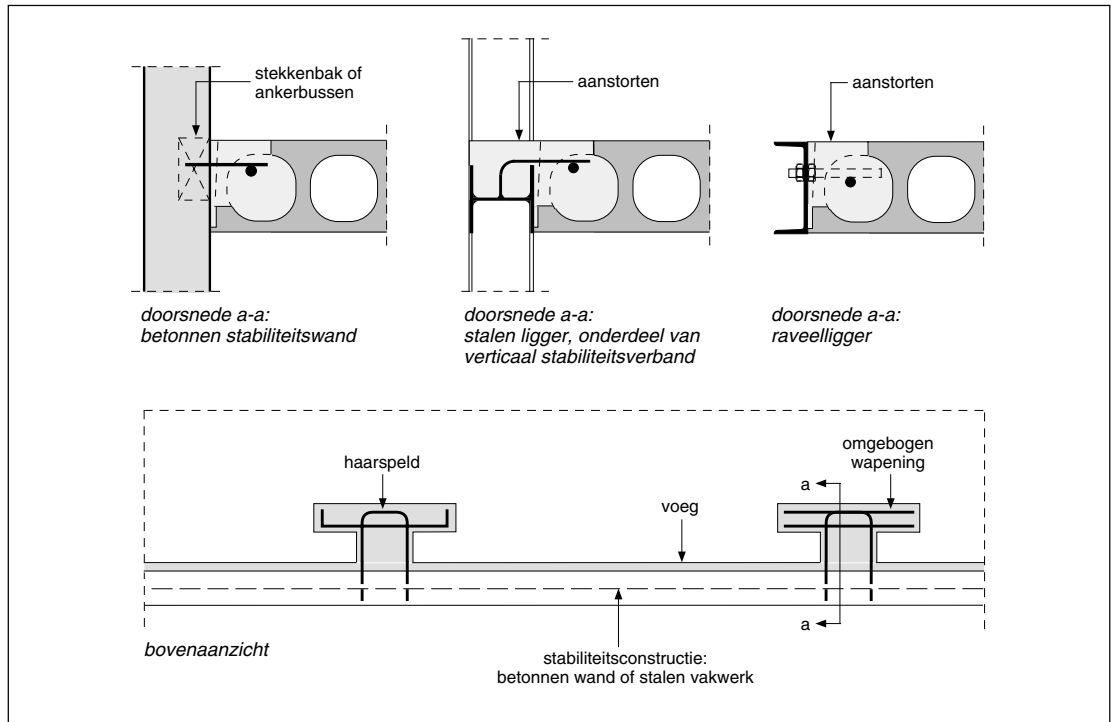


Type 2b. Kanaalplaat-vloerligger

B.07. Schuifvaste verbinding van kanaalplaten bij drie typen vloerliggers.



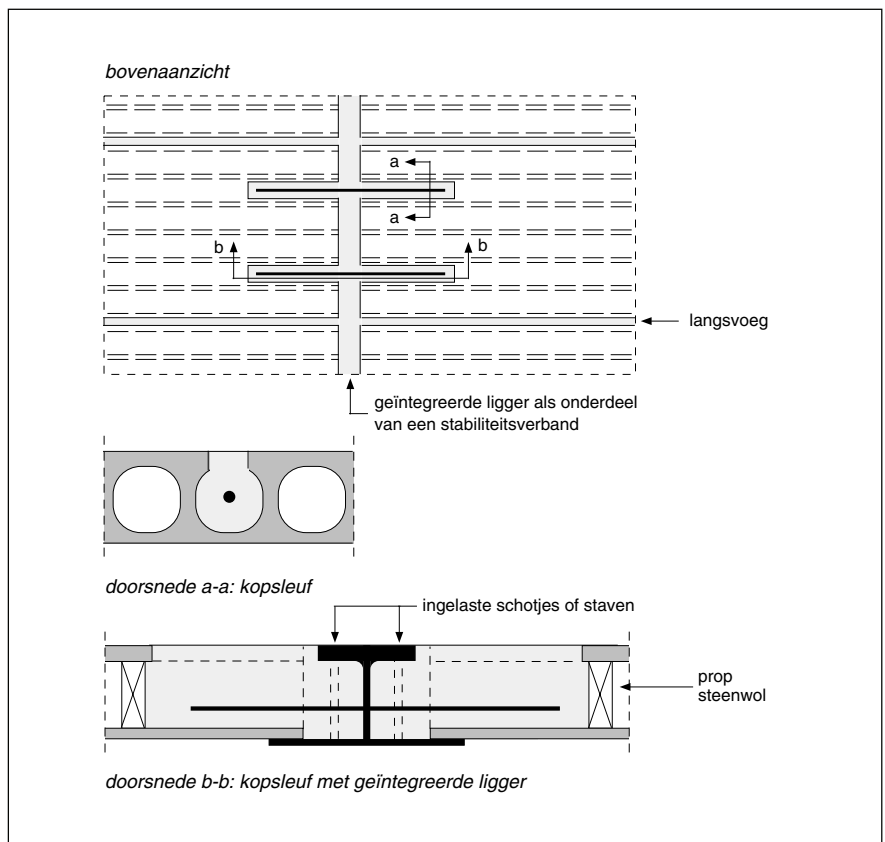
Type 3a. Kanaalplaat-stabiliteitswand (langsvoeg)



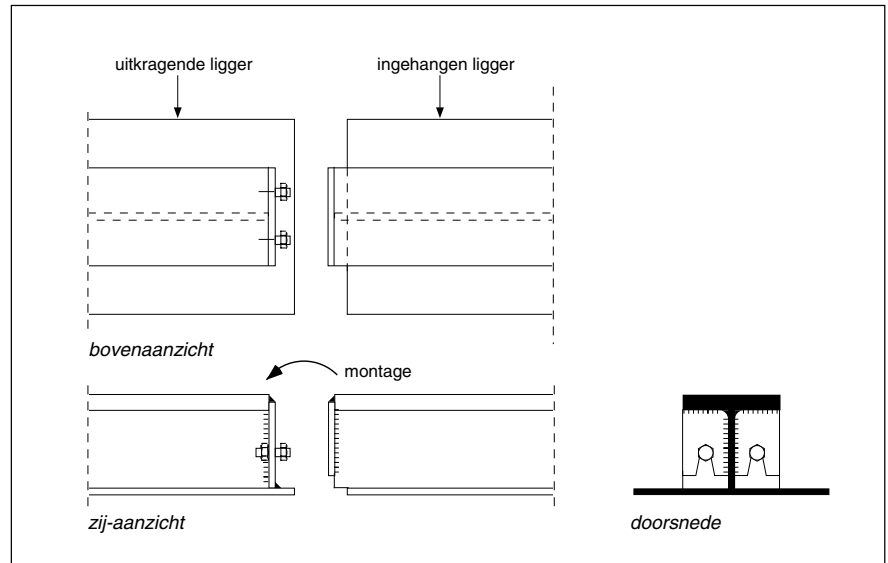
B.08. Schuifvaste verbinding in de langsvoeg van de kanaalplaat.

Type 3b. Kanaalplaat-stabiliteitswand (kopvoeg)

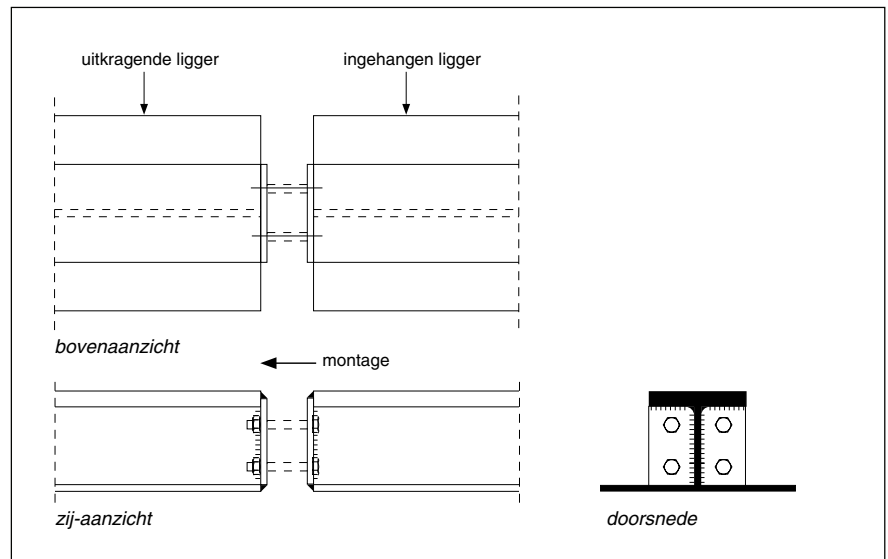
B.09. Schuifvaste verbinding in de kopvoeg met stekankers in kopsleuven.



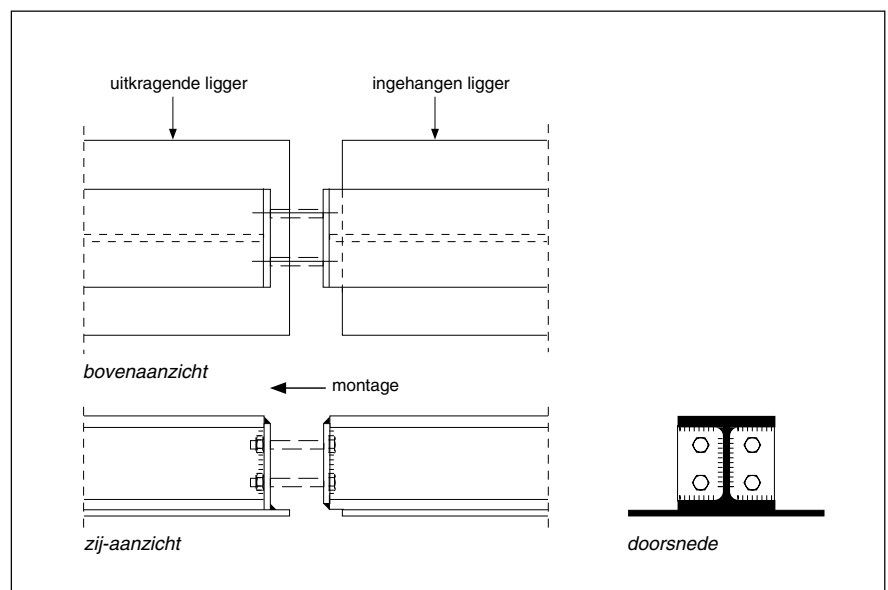
B.10. Gemodificeerde tandoplegging van IFB-liggers (detaillering volgens het 'Quick erect system' van Arbed Building Concepts).



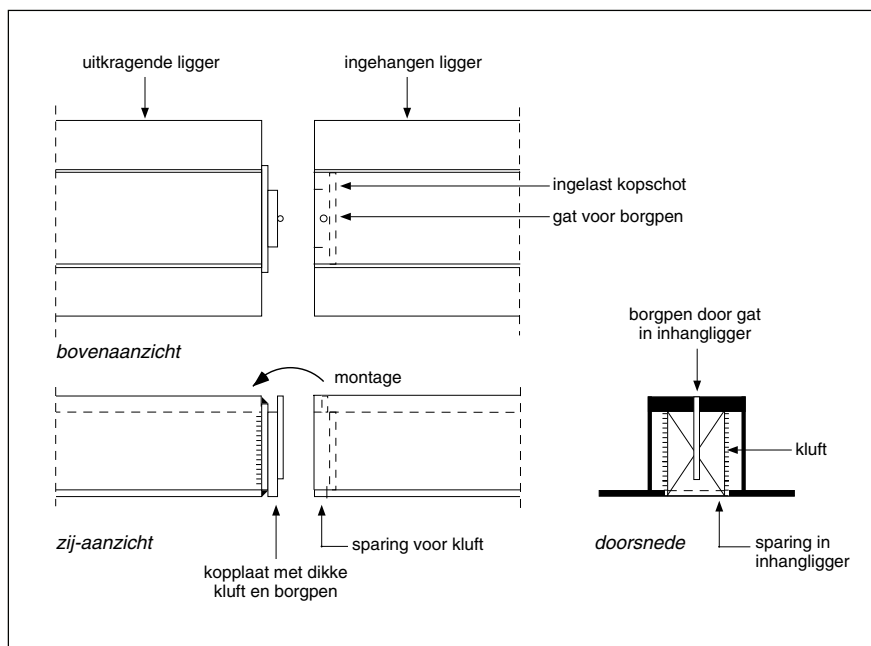
B.11. Doorkoppeling van IFB-liggers met een boutverbinding met een beperkte momentcapaciteit.



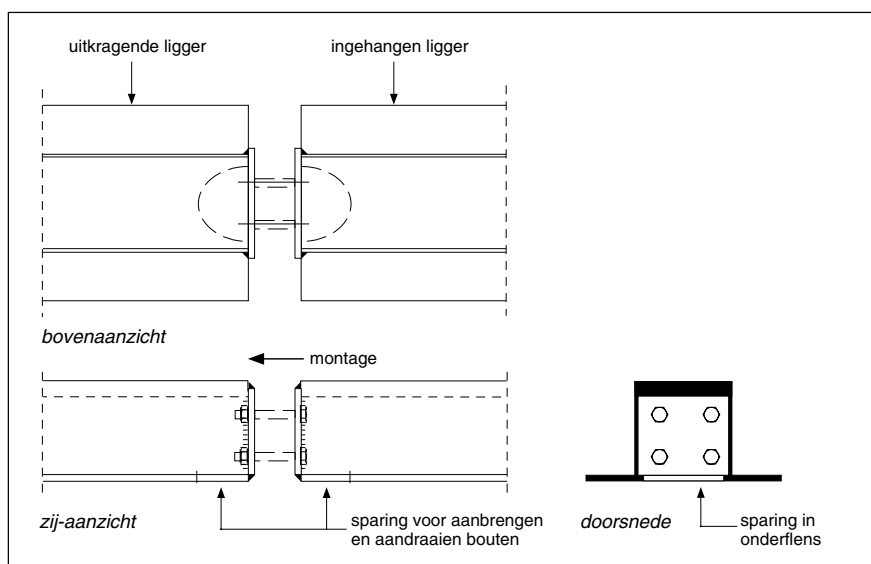
B.12. Gemodificeerde tandoplegging van SFB-liggers met een boutverbinding met een beperkte momentcapaciteit.



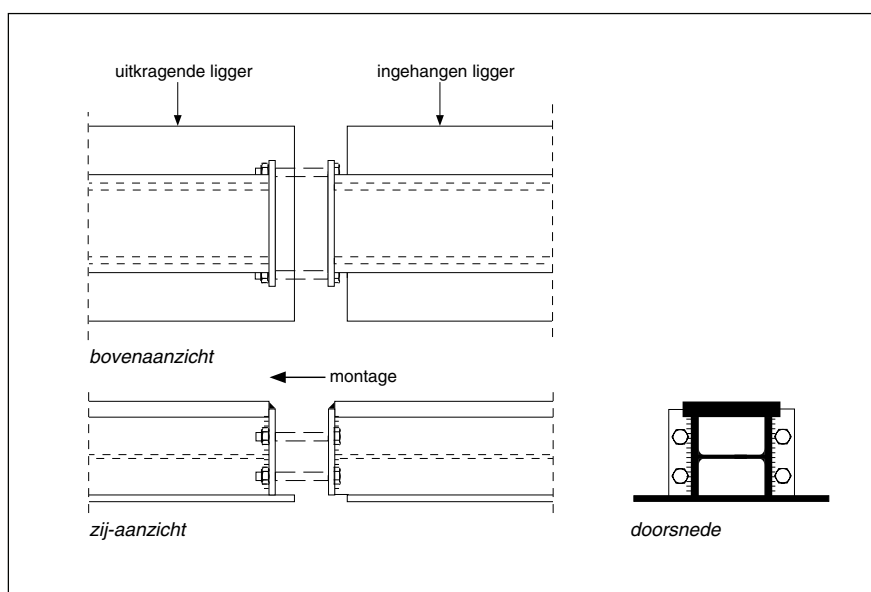
B.13. Tandoplegging van THQ-liggers met een volledige torsiecapaciteit (detailering volgens PPTH-Steel Ltd.).



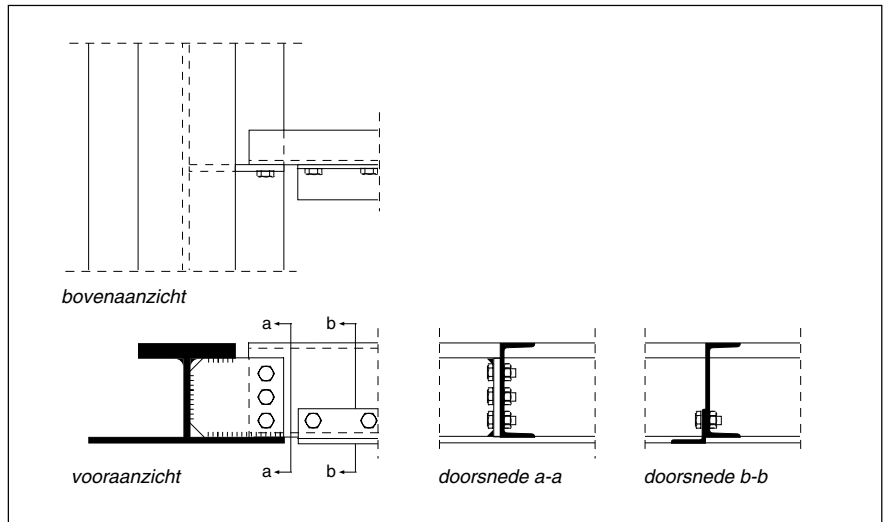
B.14. Doorkoppeling van THQ-liggers met een boutverbinding met een beperkte momentcapaciteit.



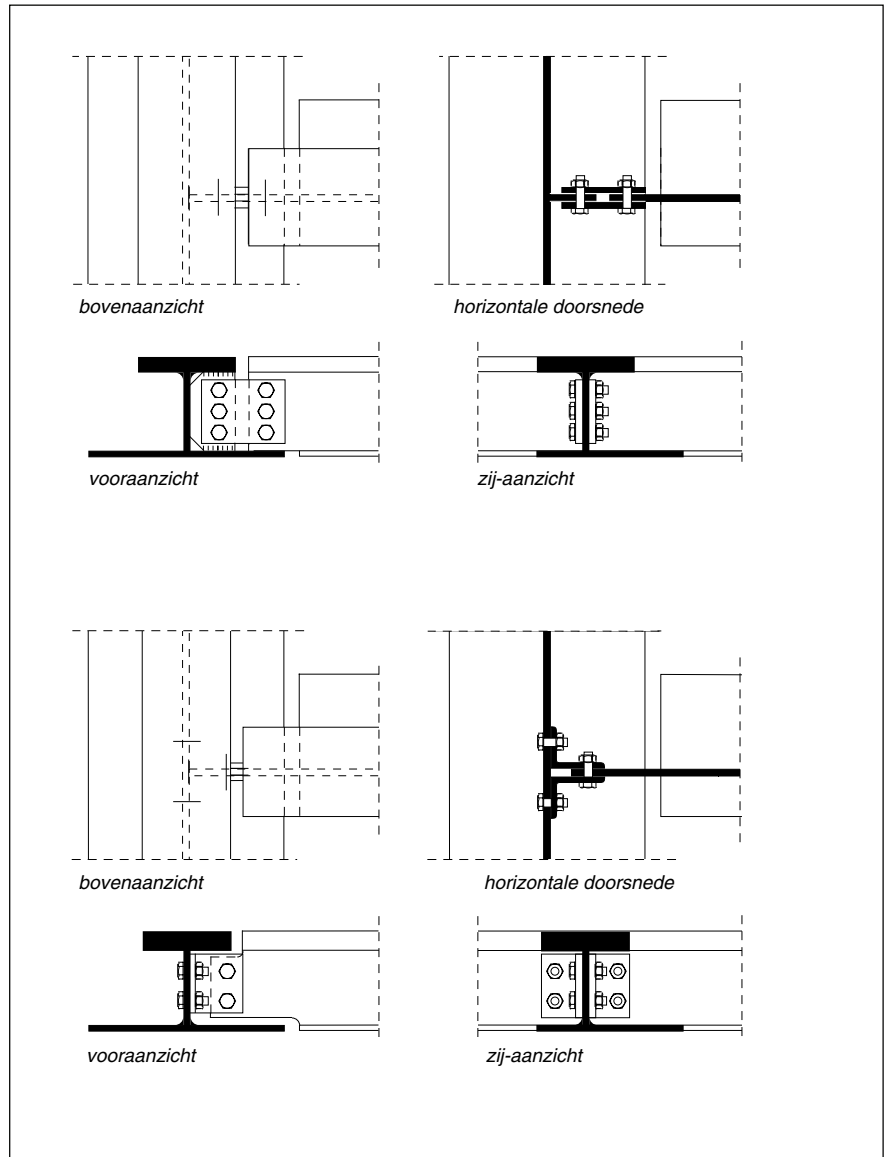
B.15. Gemodificeerde tandoplegging van NSQ-liggers met een boutverbinding met een beperkte momentcapaciteit.



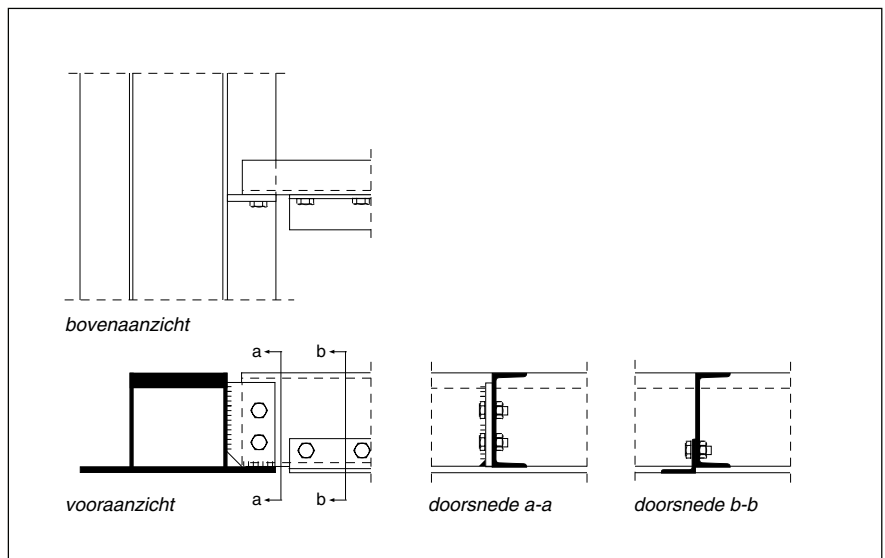
B.16. Excentrische raveling met een IFB-ligger met een beperkte momentcapaciteit.



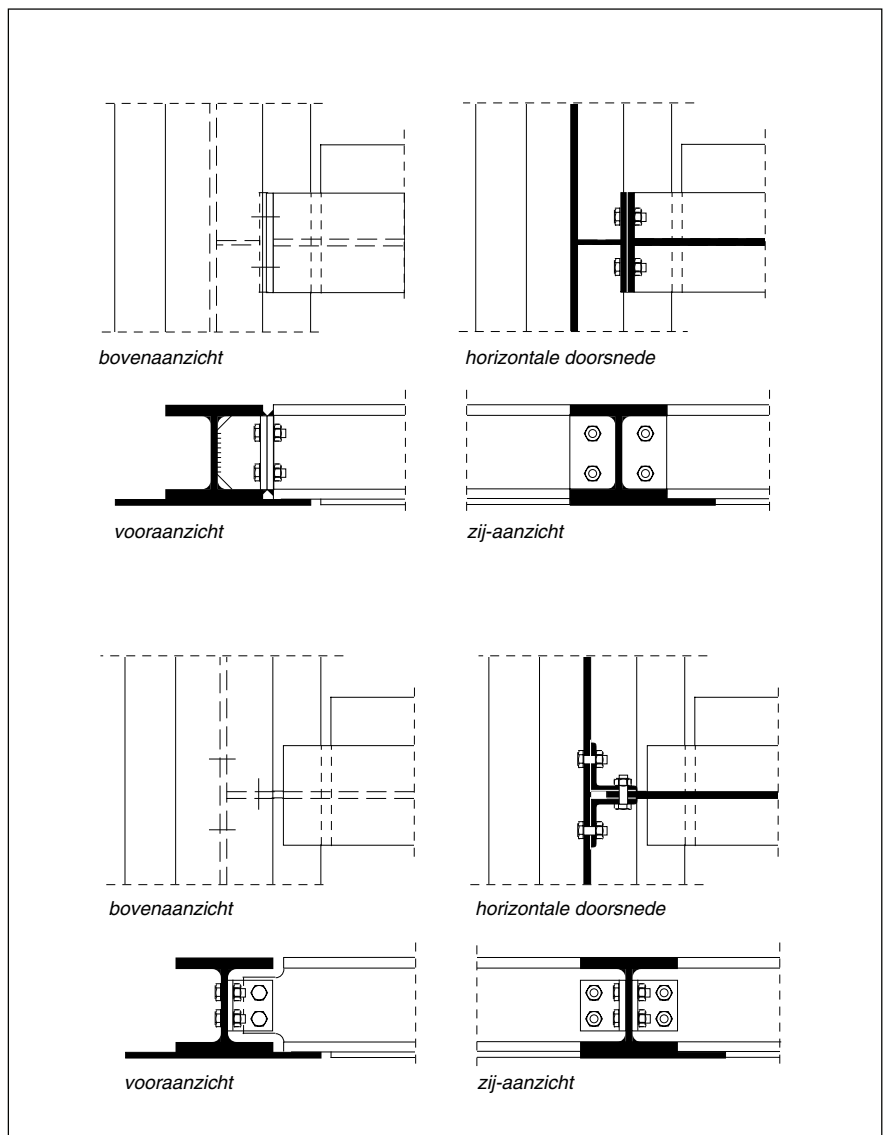
B.17. Raveling met twee IFB-liggers:
(boven) normale uitvoering;
(onder) omgekeerde uitvoering.



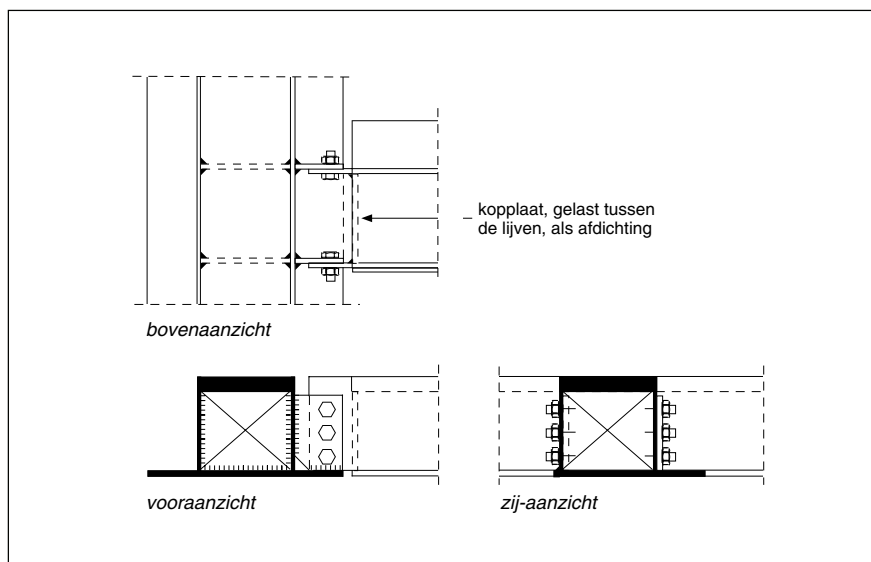
B.18. Excentrische raveling met een THQ-ligger (ook: NSQ- en TBB-ligger); scharnierende verbinding.



B.19. Raveling met twee SFB-liggers: (boven) excentrisch met een volledige inklemming; (onder) centrische, scharnierende verbinding met hoekstalen.

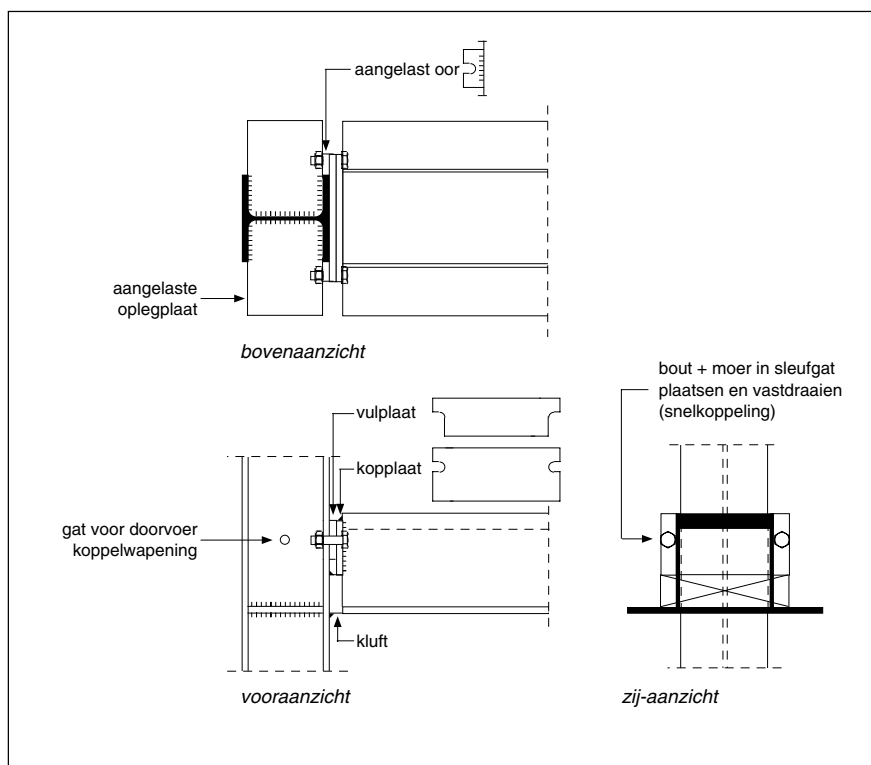


*B.20. Raveling met twee THQ-liggers;
scharnierende verbinding.*

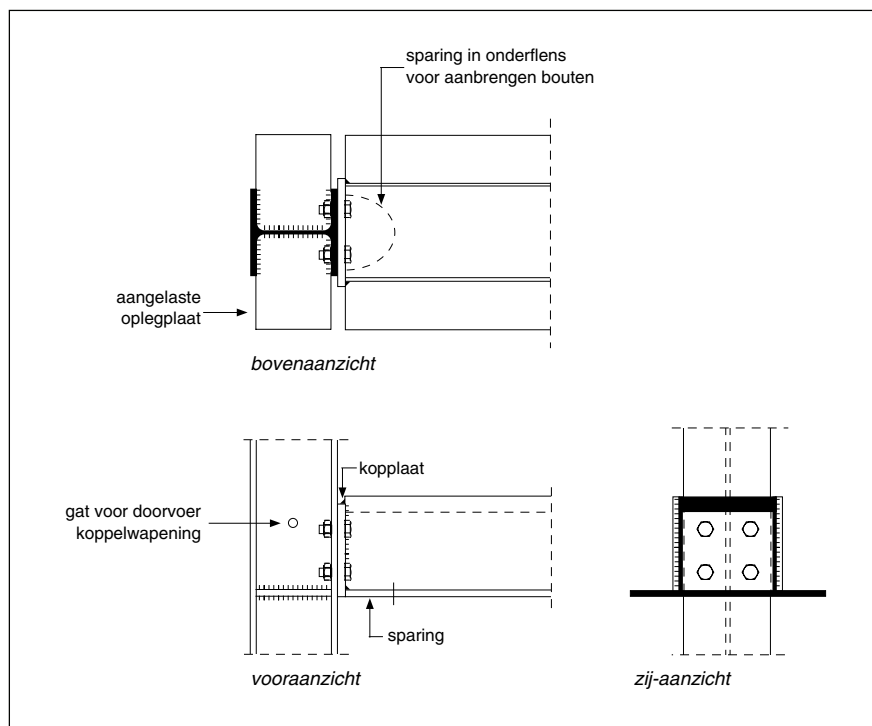


Type 5a. Vloerligger-kolom (ingehangen ligger tussen doorgaande kolommen)

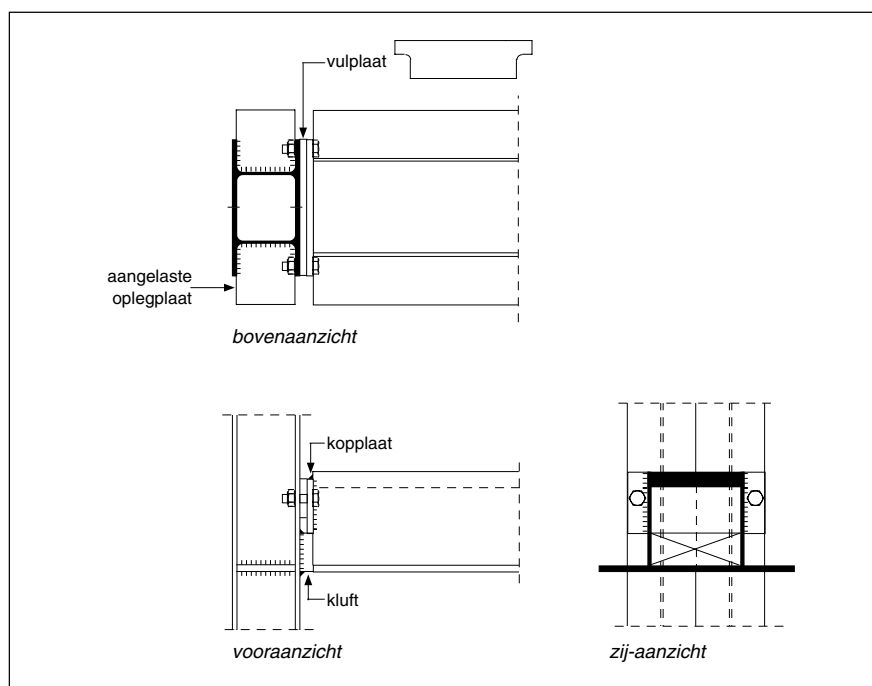
B.21. Hoedligger (NSQ-, TBB- of THQ-ligger) met een onvolledige kopplaat, opgelegd op een kluft aan smalle HE-kolom; snelkoppeling met twee bouten, eventueel te vervangen door twee draadstangen voor door-koppelen van twee liggers. Er is geen sparing nodig in de kanaalplaten.



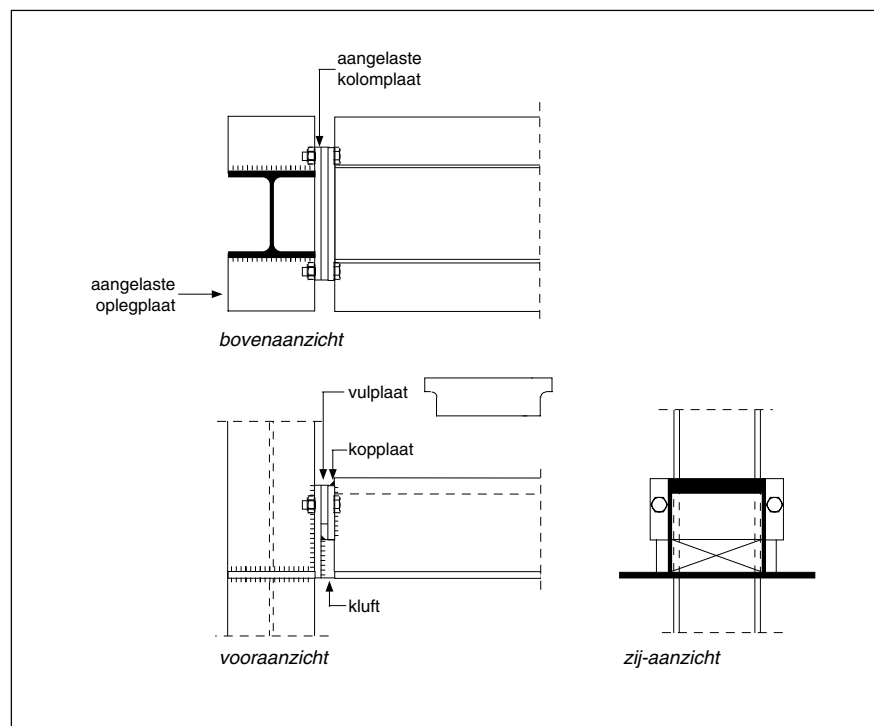
B.22. Bevestiging van een hoedligger met een volledige kopplaat en bouten aan een HE-kolom zonder sparing in de kanaalplaten.



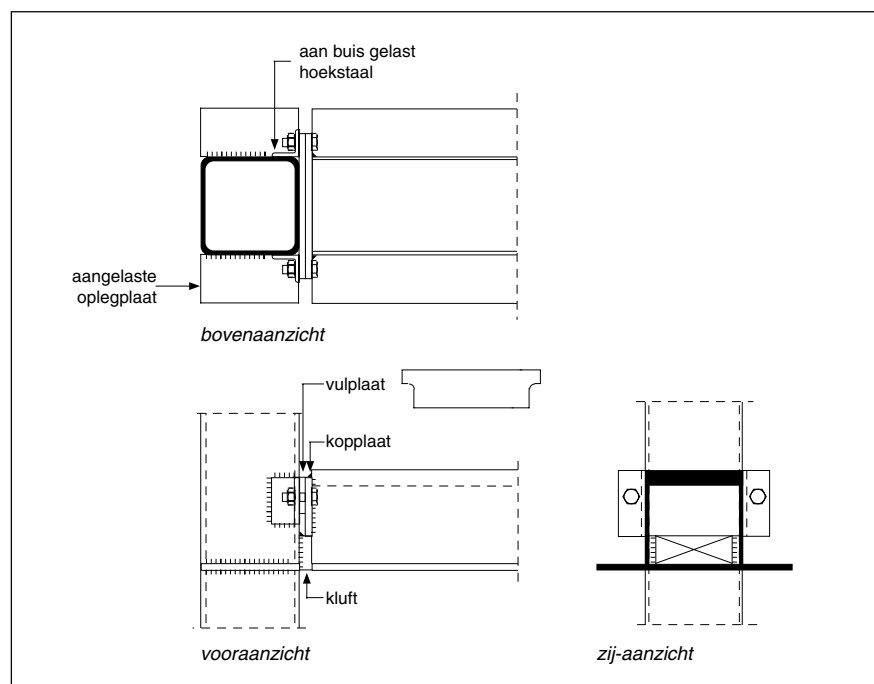
B.23. Oplegging van een hoedligger (NSQ-, TBB- of THQ-ligger) met een onvolledige kopplaat op een kluft aan een brede of een dubbele HE-kolom; gepositioneerd met twee bouten.



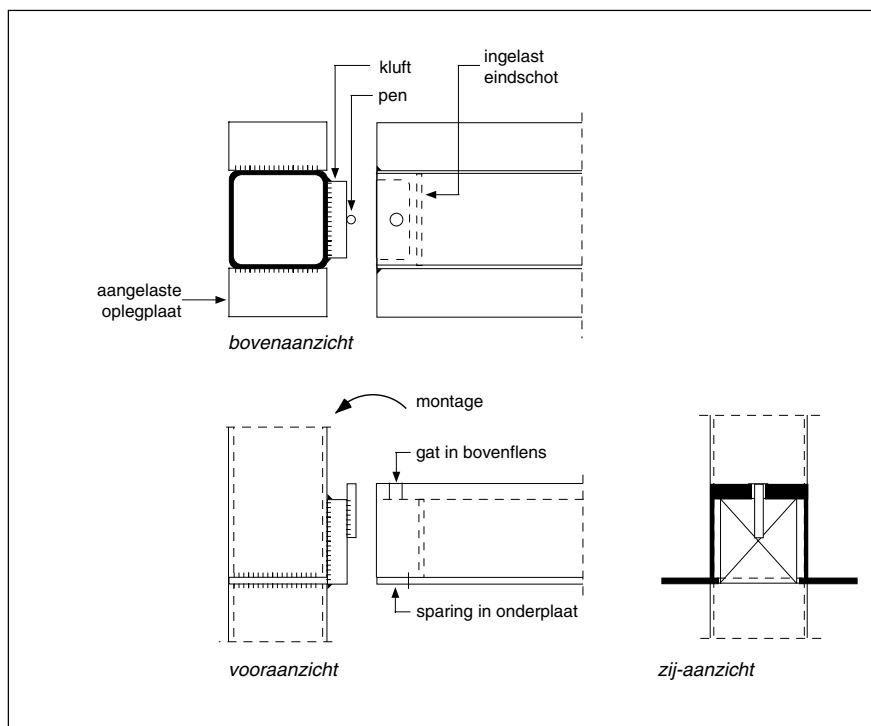
B.24. Hoedligger (NSQ-, TBB- of THQ-ligger) met een onvolledige kopplaat, opgelegd op een kluft via een aangelaste oplegplaat; geborgd via een snelkoppeling met twee bouten.



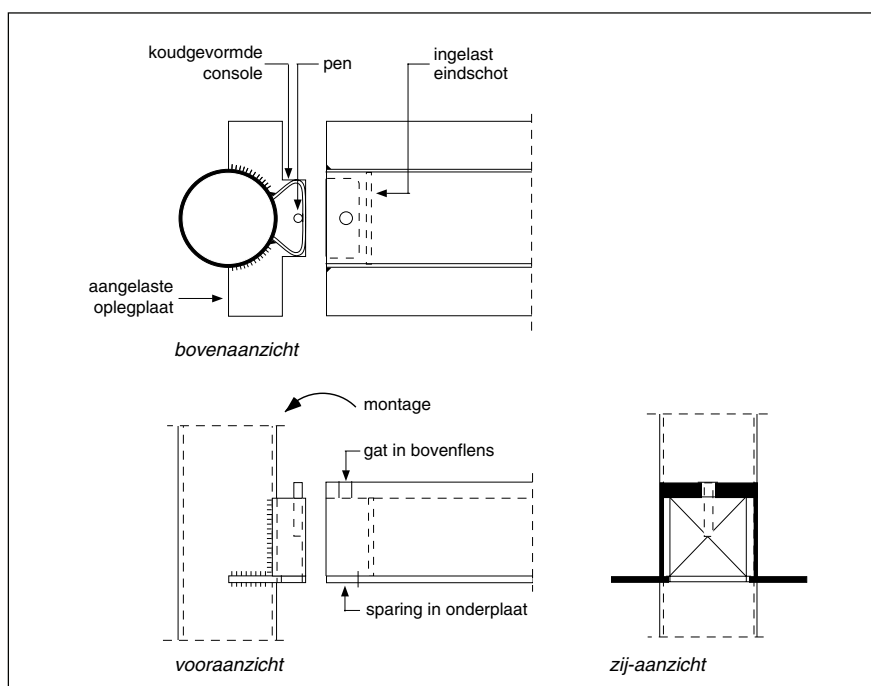
B.25. Hoedligger (NSQ-, TBB- of THQ-ligger) met een onvolledige kopplaat, opgelegd op een kluft aan een vierkante of rechthoekige buiskolom; gepositioneerd met twee bouten. Er is soms een sparing nodig in de kanaalplaten. De kolom blijft toegankelijk voor het aanbrengen van een wapening en het vullen met beton.



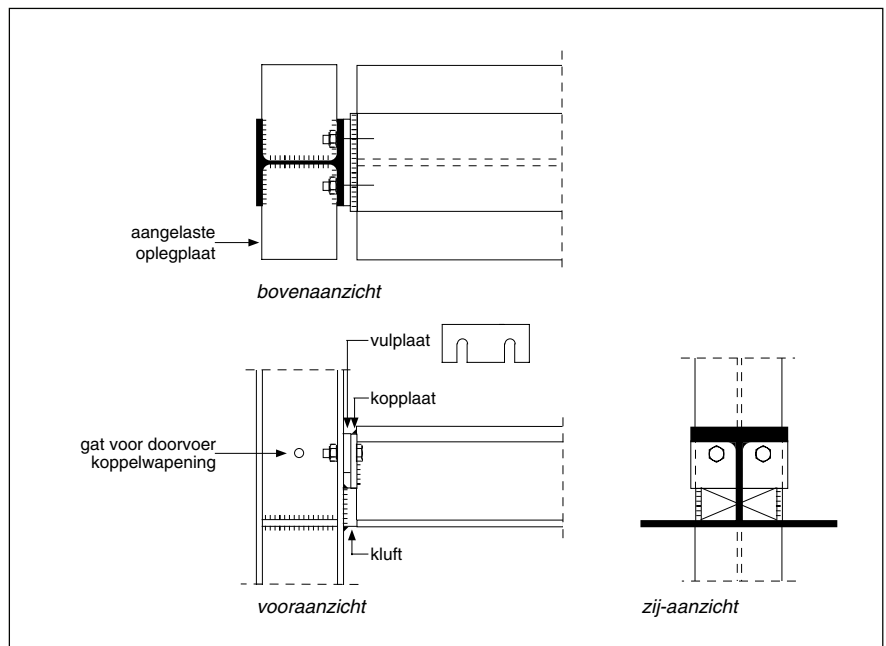
B.26. THQ-ligger met terugliggend eindschot, opgelegd op een verzonken kluft; gepositioneerd met een borgpen. Deze oplossing is ook geschikt voor HE-kolommen. Indien de breedte van de kolom en van de ligger op elkaar is afgestemd, zijn geen sparingen in de kanaalplaten nodig (detailering volgens PPTH Steel Ltd.).



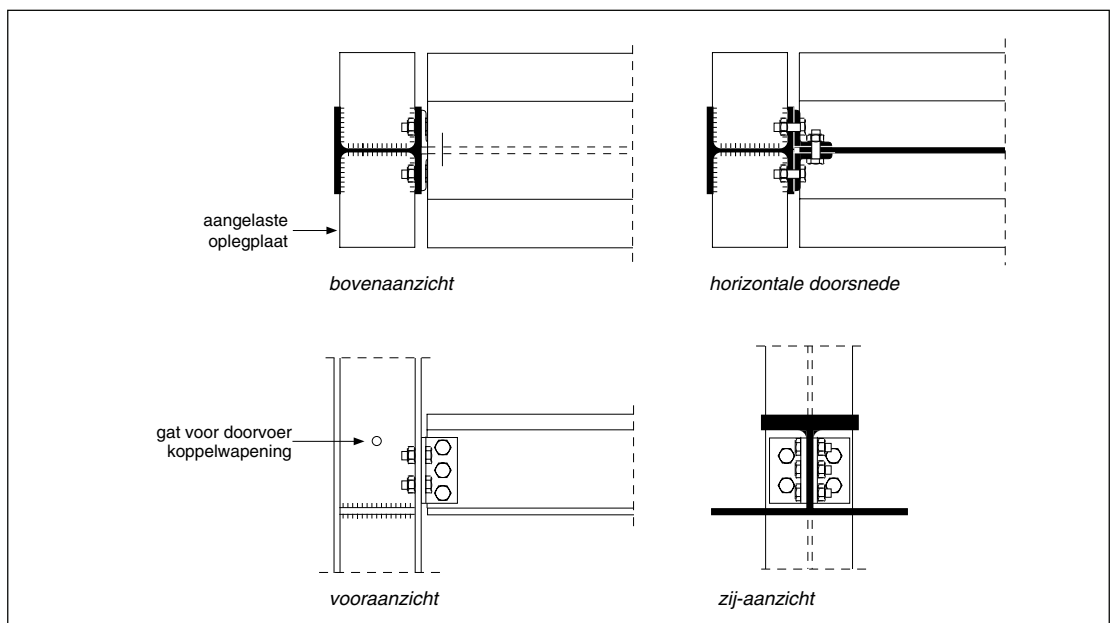
B.27. Aansluiting van een THQ-ligger op een ronde buiskolom met een verzonken console en een borgpen. Deze oplossing is geschikt voor een aansluiting met meerdere liggers die elkaar niet haaks ontmoeten of niet in elkaars verlengde liggen (zie afb. 1.6b).



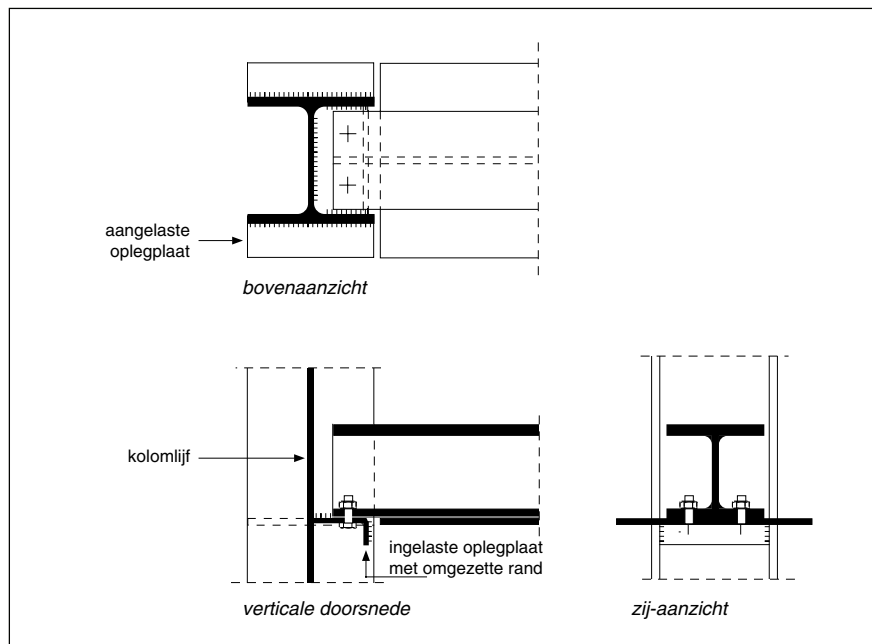
B.28. Enkelsymmetrische I-ligger met een onvolledige kopplaat, opgelegd op kluft; gepositioneerd met twee bouten. Er is geen sparing nodig in de kanaalplaten indien de breedte van de kolom en van de ligger op elkaar zijn afgestemd.



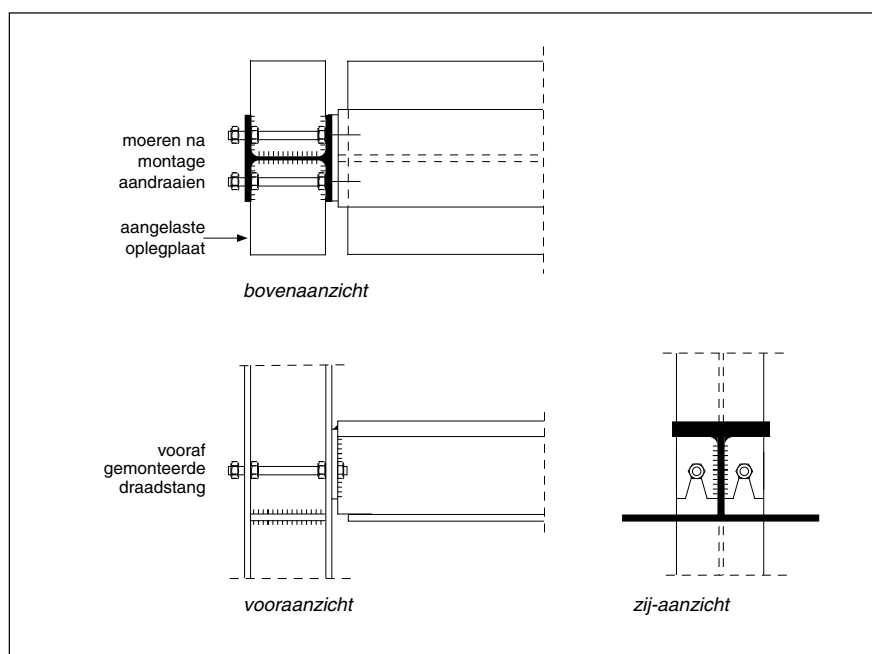
B.29. Enkelsymmetrische I-ligger met een volledig geboute hoekstaalverbinding.



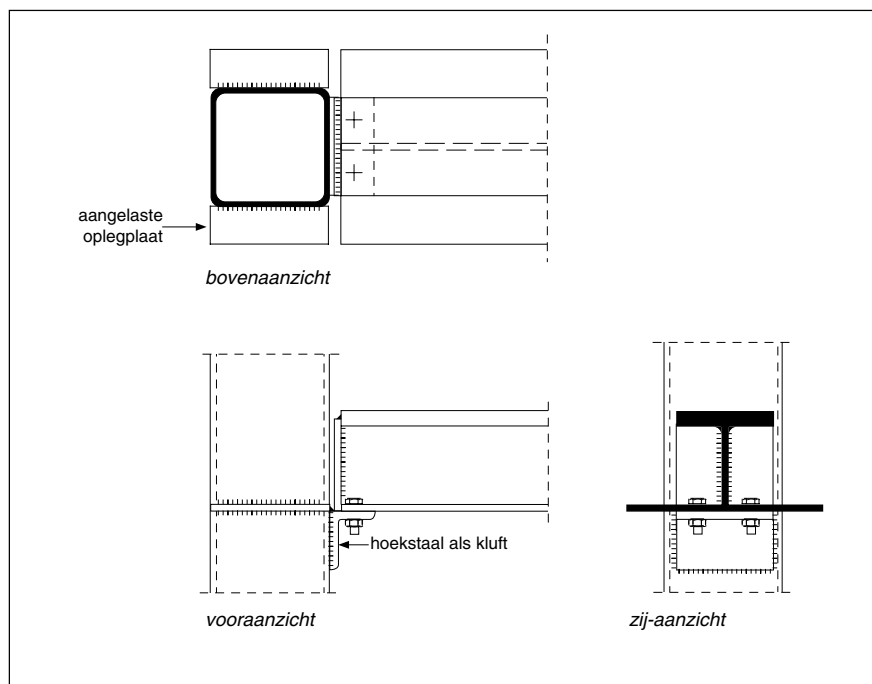
B.30. Oplegging van een SFB-ligger op een inwendige console in een zware HE-kolom. Veelal zal een kolomsparing in de kanaalplaten noodzakelijk zijn, tenzij de breedte van de kolom en van de ligger nauwkeurig op elkaar is afgestemd.



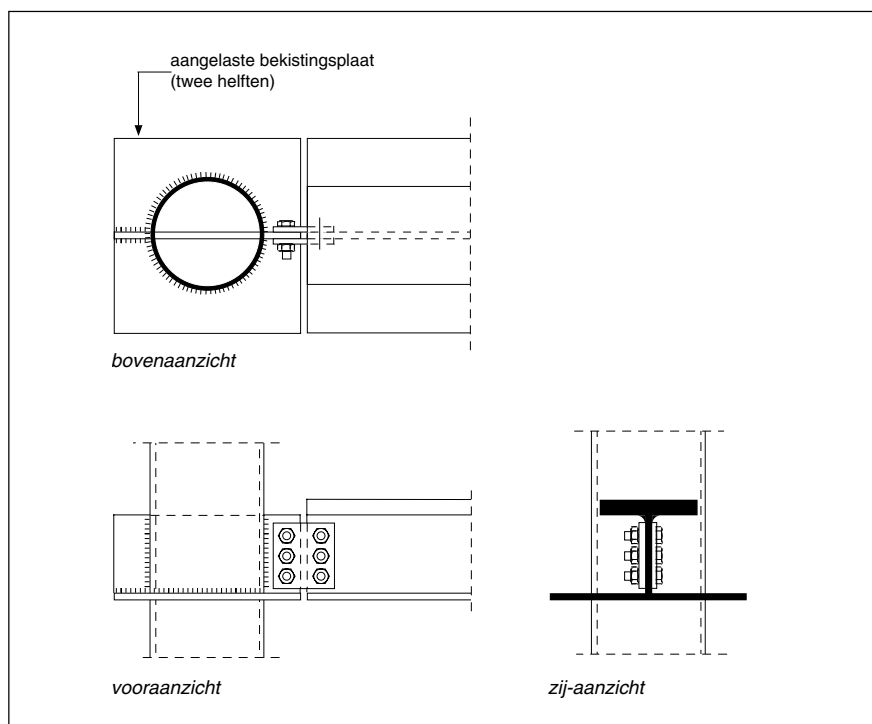
B.31. Boutverbinding voor een snelle montage van een IFB-ligger tussen HE-kolommen (detailering volgens het 'Quick erect system' van Arbed Building Concepts).

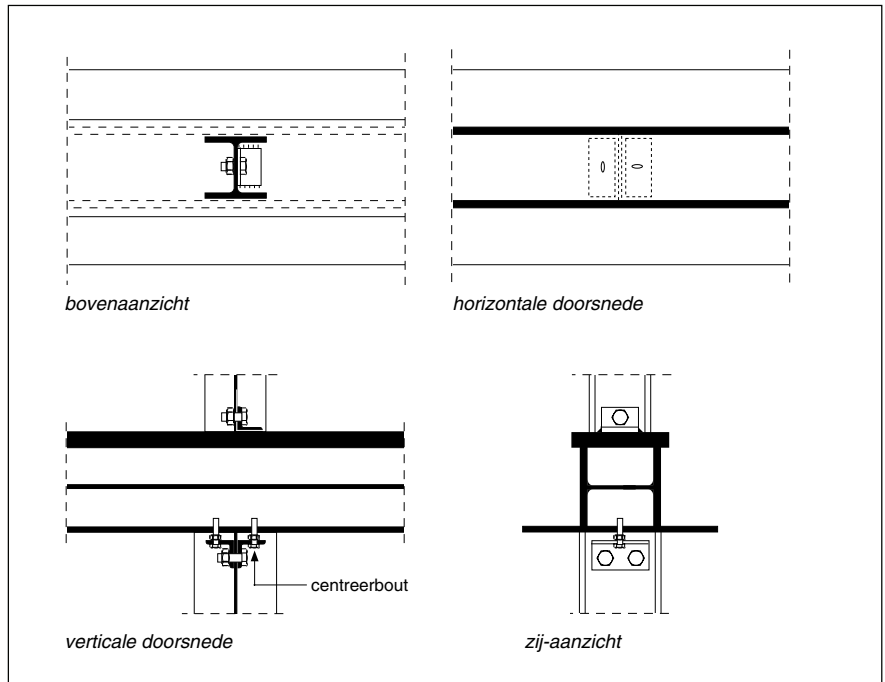


B.32. Enkelsymmetrische I-ligger met kopplaat, opgelegd op een hoekstaal als kluft, aan een vierkante buiskolom; gepositioneerd met twee bouten.



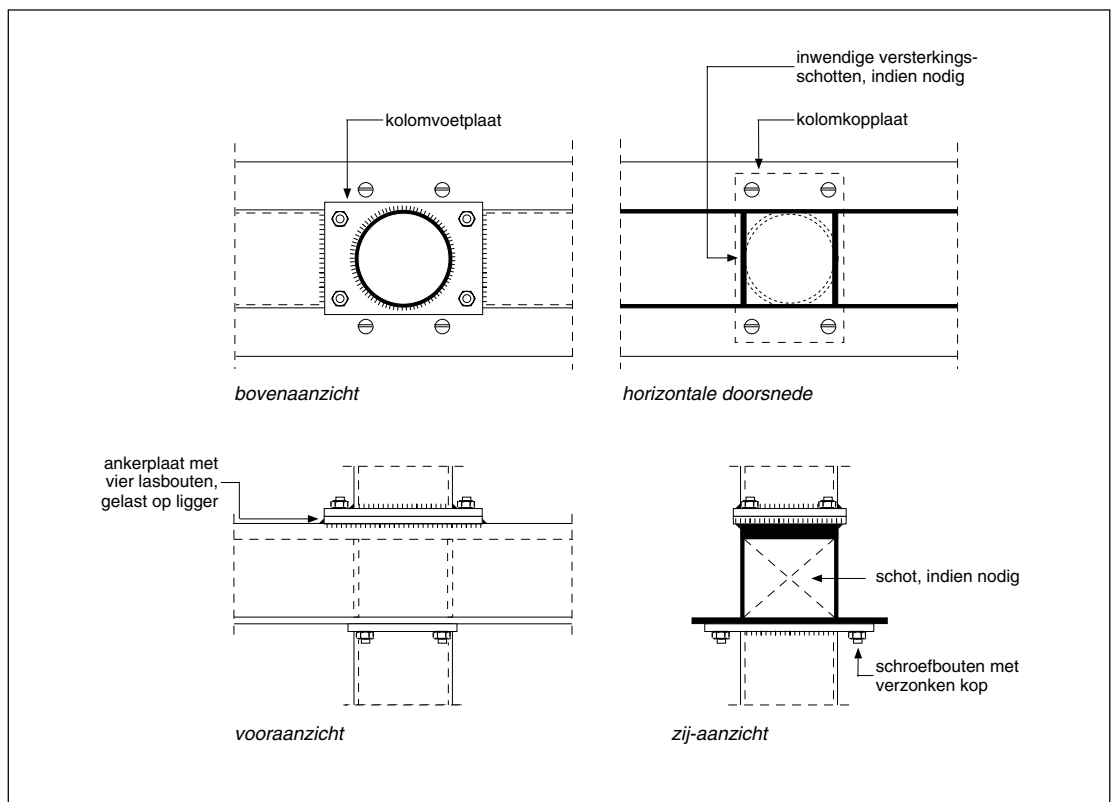
B.33. Enkelsymmetrische I-ligger met een volledig geboude schetsplaat-verbinding aan een ronde buiskolom. Deze verbinding is ook geschikt voor niet-haakse ontmoetingen van liggers. Wanneer de kolom wordt uitgevoerd als staal-beton kolom met wapening kan de schetsplaat niet dóór de kolom heen steken. De plaat wordt dan aan de buitenzijde vastgelast.



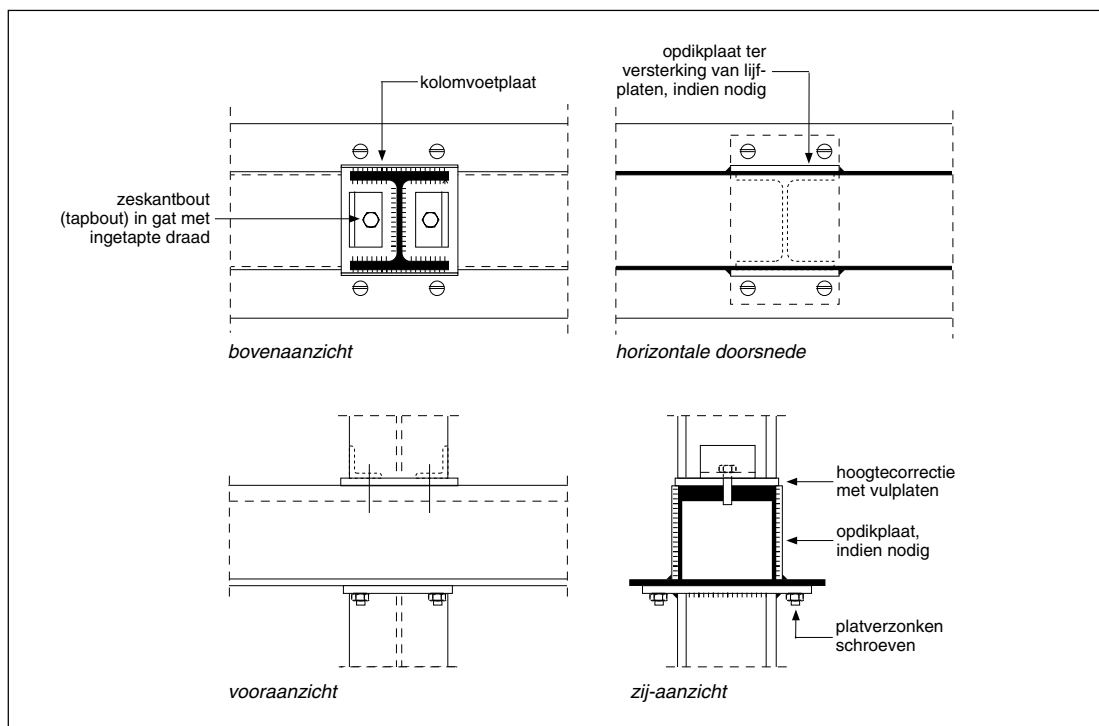


B.34. NSQ-ligger direct opgelegd op de onderste kolom; gepositioneerd met centreerbouten. De bovenste kolom staat direct op de hoedligger, gepositioneerd tegen het hoekstaal. Voor extra standzekerheid kunnen de kolommen in het werk met een hechtlas aan de ligger worden verbonden.

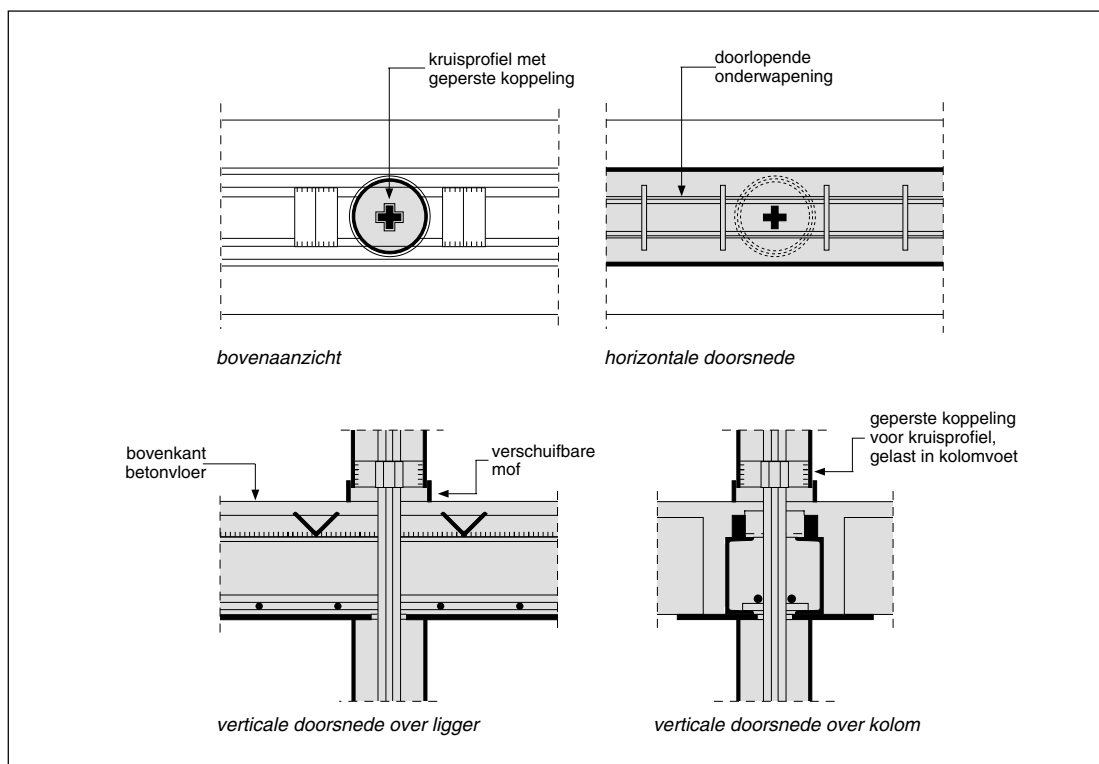
B.35. TBB- of THQ-ligger met bouten bevestigd aan de kopplaat van de onderste kolom. De bovenste kolom met voetplaat wordt gesteld op vier lasbouten. Deze verbinding is ook geschikt voor andere kolomprofielen. Bij voorkeur is de kolom niet breder dan de nominale breedte van de ligger. Inwendige versterkingen moeten tijdens de fabricage worden aangebracht.



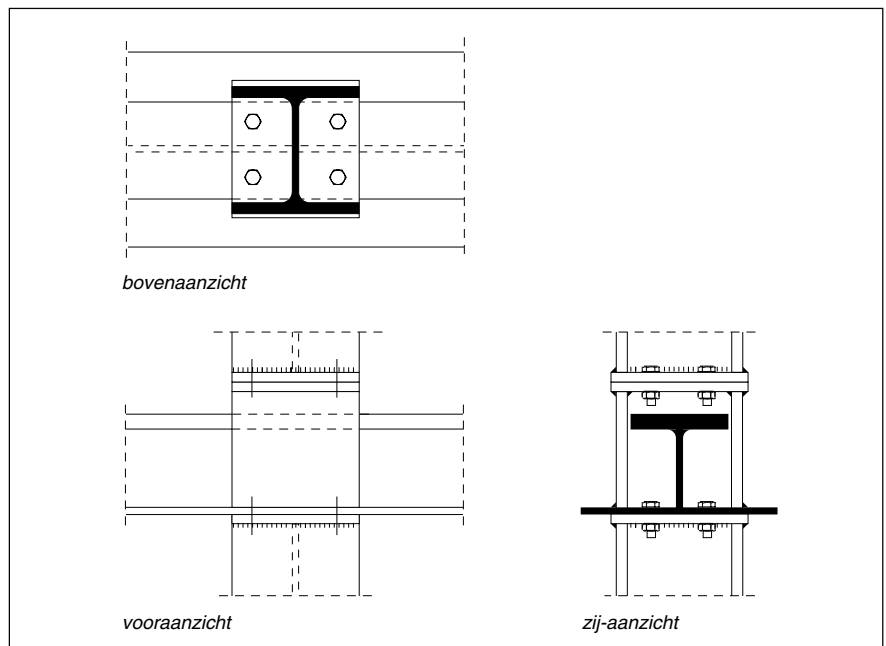
B.36. THQ-ligger met schroeven bevestigd aan de kopplaat van de onderste kolom. De bovenste kolom met voetplaat wordt met tapbouten op de ligger gesteld. Tijdens transport en montage moeten de tapgaten worden beschermd door ingeschroefde tapbouten. Bij de berekening van de ligger moet rekening worden gehouden met gatverzwakking van de bovenflens. De hoekstalen zorgen voor voldoende zijdelingse standzekerheid tijdens montage.



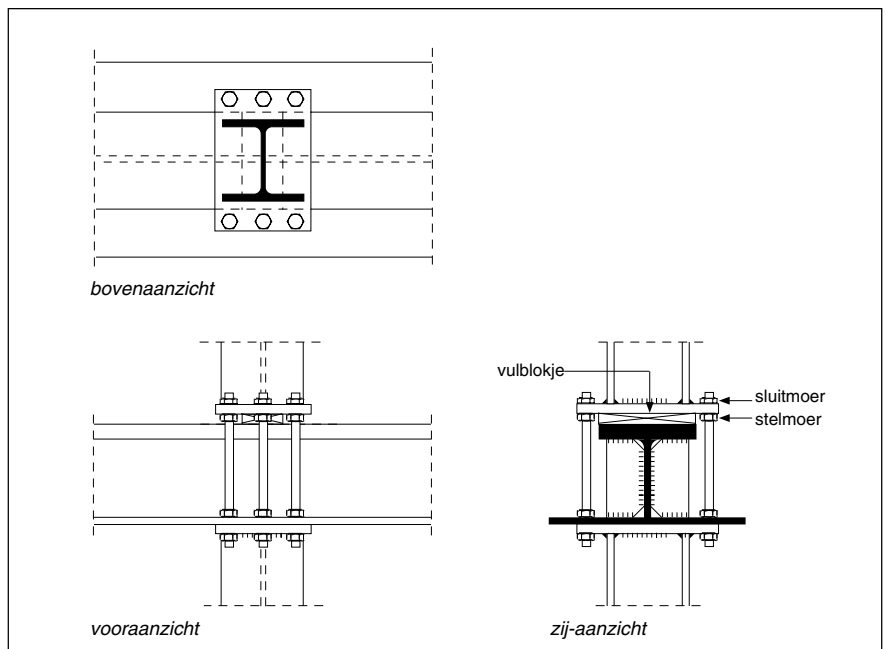
B.37. Verbinding tussen een SWT-ligger en een buiskolom; beide worden in het werk met beton gevuld (detaillering volgens Fundia Bygg).



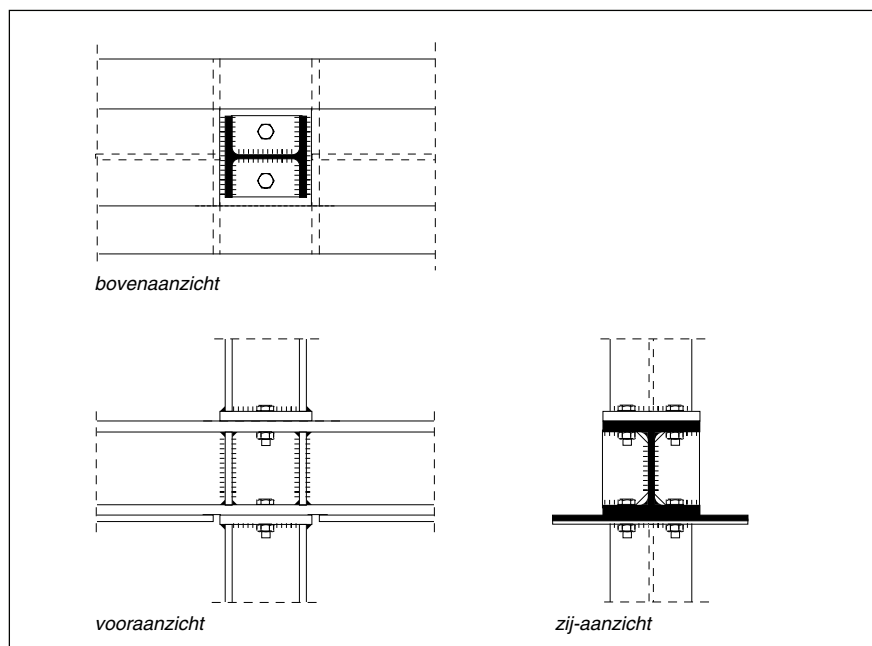
*B.38. IFB-ligger met een opgelast zadelstuk en kolommen met kop- en voetplaat.
Deze oplossing is ook mogelijk met andere ligger- en kolomprofielen.*



*B.39. Boutverbinding met draadstangen tussen twee kolommen en een IFB-ligger.
De verbinding van de onderflens met de kopplaat voorkomt plaatselijk plooiën, waardoor de sterkte van de ligger toeneemt. De draadstangen fungeren tevens als deuvels tussen de staalconstructie en de betonnen vloerschijf.*

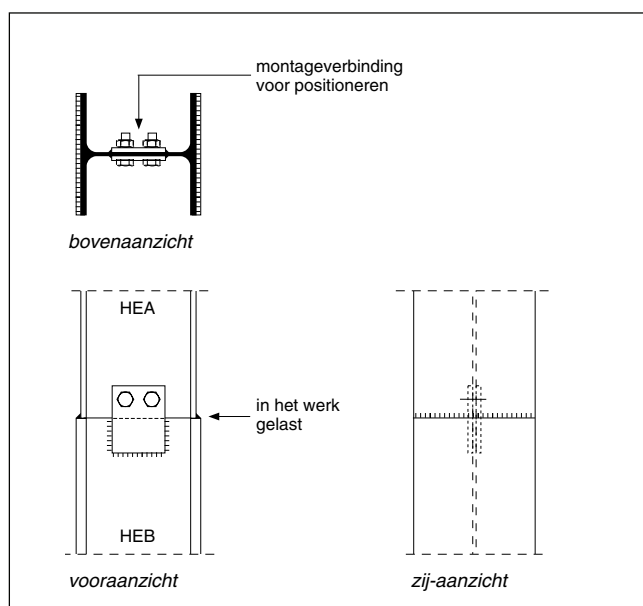


B.40. SFB-ligger, met een onderbreking van de aangelaste onderplaat, tussen twee kolommen met kop- en voetplaten. Door de onderbreking van de onderplaat is een berekening van de ligger volgens de bezwijkanalyse geoorloofd. In dat geval zijn altijd verticale schotten nodig boven de oplegging. Er moet rekening worden gehouden met gatverzwakking van de flenzen.

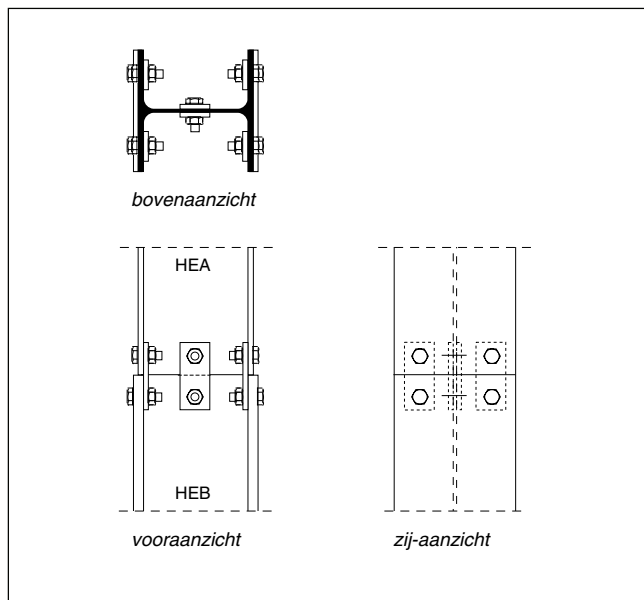


Type 6a. Kolom-kolom (stapeling of stuik)

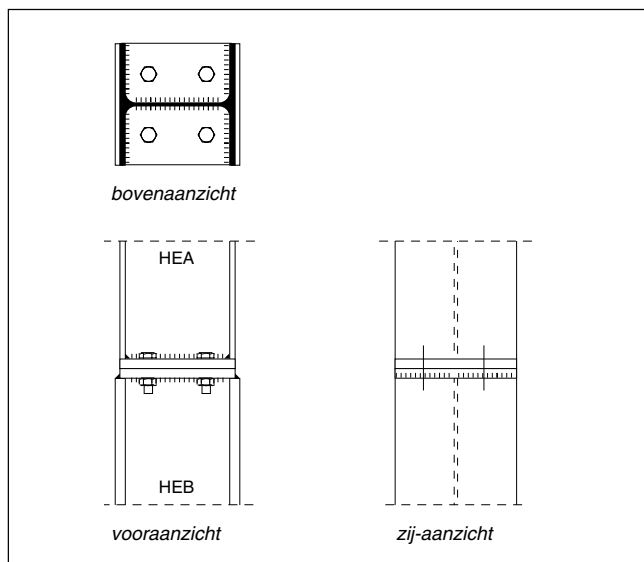
B.41. In het werk gelaste kolomstuik, op of boven het niveau van de ruwe vloer, in een stapeling van HEA- en HEB-profielen.



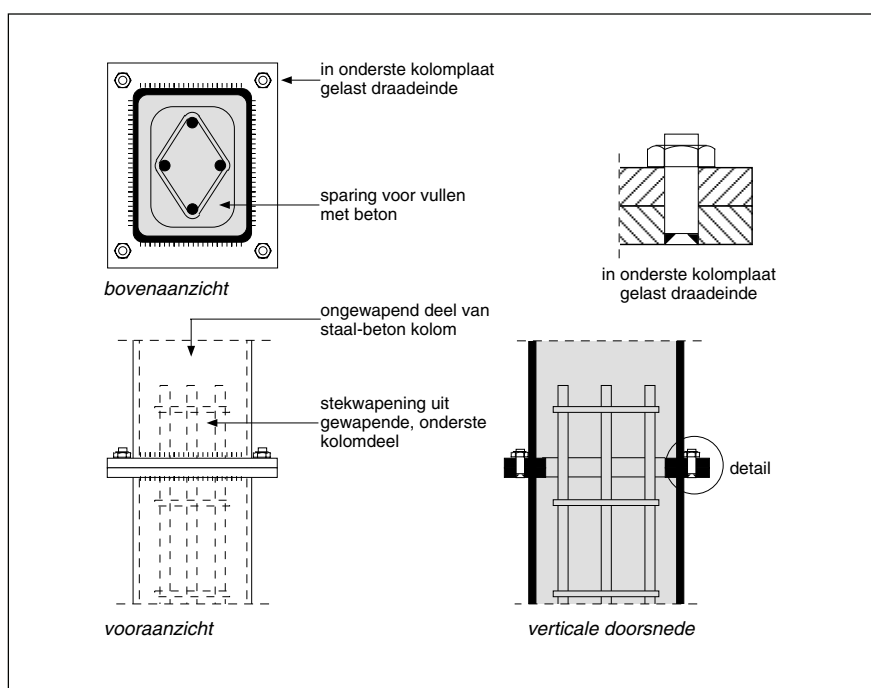
B.42. Volledig geboute stuikverbinding met lijf- en flensplaten, boven het vloerniveau, in een stapeling van HEA- en HEB-profielen.

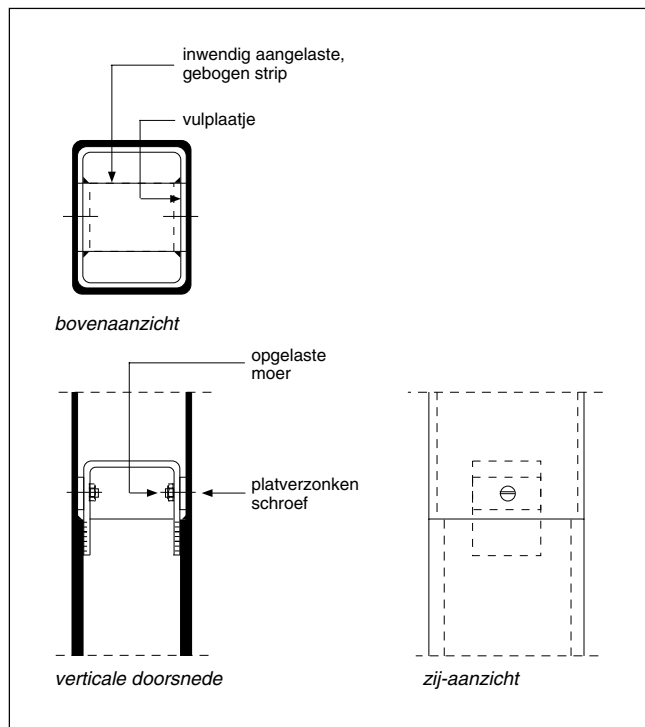


B.43. Geboute kolomstuik met kop- en voetplaat, boven het vloerniveau, in een stapeling van HEA- en HEB-profielen.



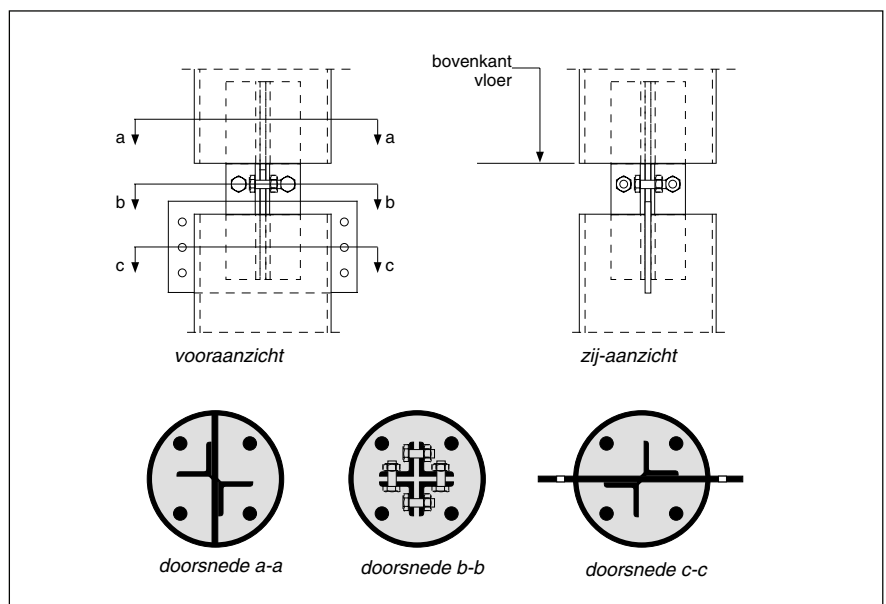
B.44. Stuikverbinding in staalbeton buiskolommen, op het vloerniveau, met kop- en voetplaten. De ingelaste draadeinden moeten tijdens transport, montage en betonneren worden beschermd met bijvoorbeeld opgedraaide hoge zeskantmoeren.

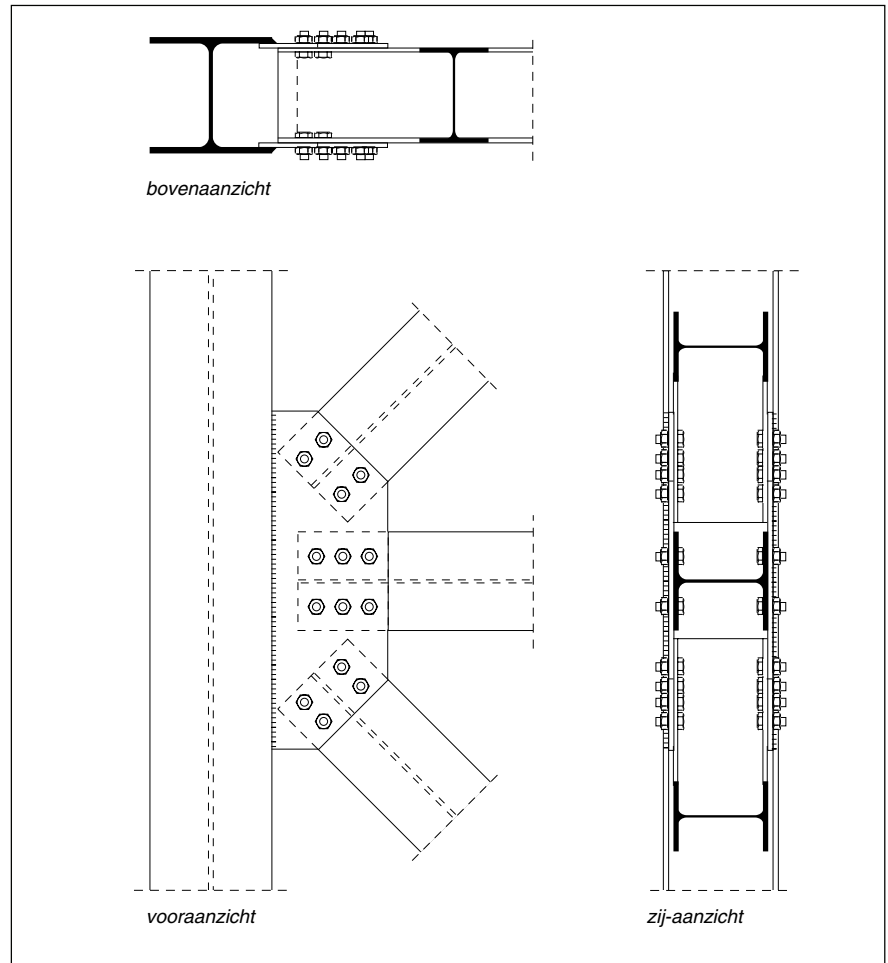




B.45. Geschroefde stuikverbinding, op of boven het vloerniveau, in een kolomstapeling van vierkante of rechthoekige buisprofielen met ongelijke wanddikten.

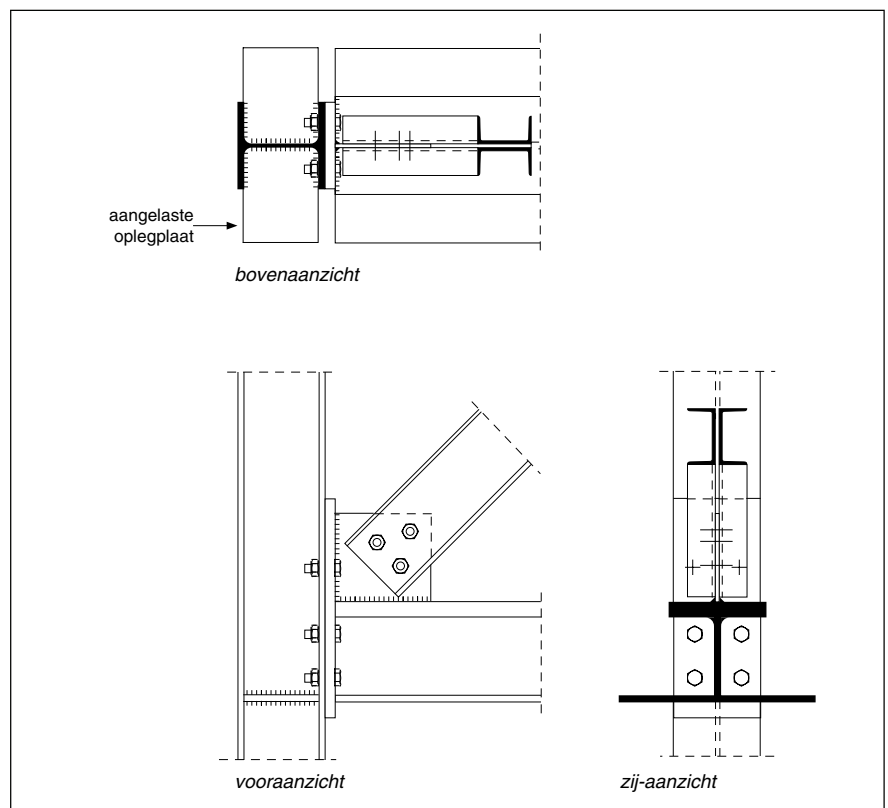
B.46. Geboute stuikverbinding met hoekstalen in ronde staalbeton buiskolommen.



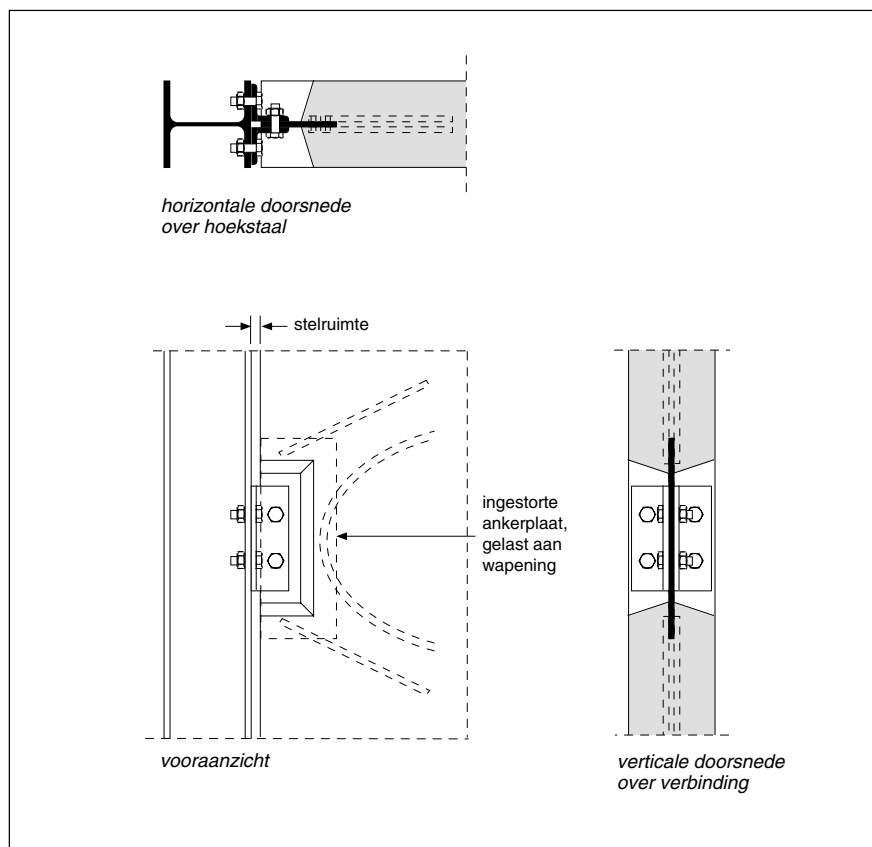


B.47. Geboute verbinding met knoopplaten in een stabiliteitsvakwerk.

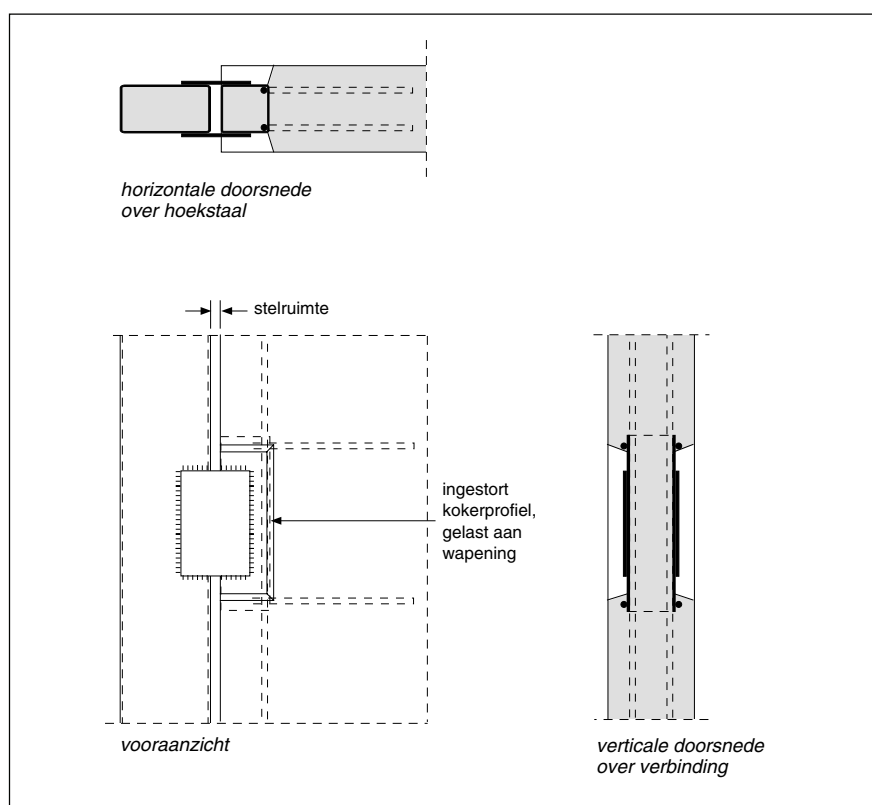
B.48. Geboute verbinding met een kopplaat in een stabiliteitsvakwerk. De diagonalen bestaan bijvoorbeeld uit platstaal, hoekstaal, UNP-profiel of een buis met ingelaste schetsplaten.

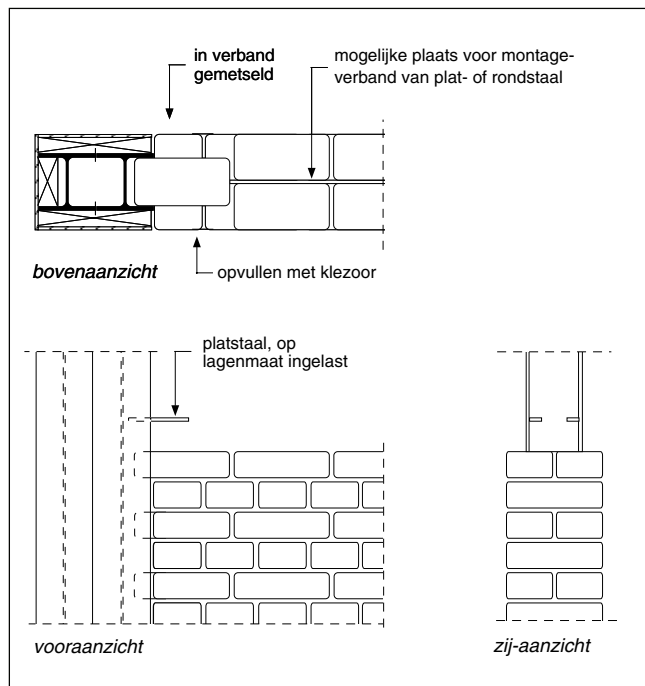


B.49. Geboute verbinding tussen een geprefabriceerd betonelement en een stalen kolom.



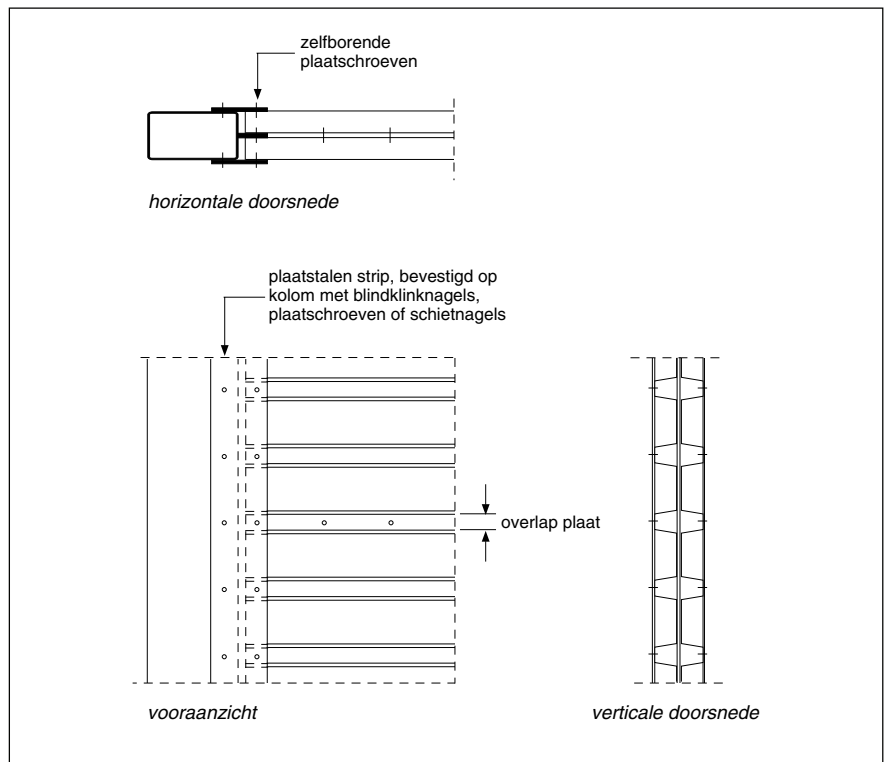
B.50. In het werk gelaste kokerverbinding tussen een geprefabriceerd betonelement en een stalen kolom.





B.51. Kolom, geïntegreerd in een gemetselde stabiliteitswand.

B.52. Stabiliteitswand, opgebouwd uit stalen kolommen en een dubbel wand-paneel van geprofileerde staalplaten.



De afgelopen tien jaar is de toepassing van staalconstructies in een aantal Europese landen spectaculair toegenomen. De laatste jaren is ook in Nederland deze trend waarneembaar.

Een veel gebruikt concept is het staalskelet met geïntegreerde liggers en kanaalplaten. Tot nog toe ontbrak een samenhangend overzicht met de relevante ontwerpaspecten van dit concept. Deze publikatie voorziet in deze behoefte.

Het eerste gedeelte gaat in op de voordelen van staalskeletbouw met geïntegreerde liggers en kanaalplaten in gebouwen tot zes bouwlagen. Dit gedeelte is met name bedoeld voor beleggers, opdrachtgevers en projectontwikkelaars, maar ook voor ontwerpers die snel – zonder te rekenen – een aantal varianten willen vergelijken en afwegen, in samenhang met bijvoorbeeld het gevelontwerp. Een hoofdstuk met uitvoerings- en kostengegevens maakt dit gedeelte tevens interessant voor aannemers.

Het tweede gedeelte van dit boek is specifiek bestemd voor de constructeur. Hierin zijn de dimensioneringsregels voor de draagconstructie te vinden: kolommen, (geïntegreerde) liggers en stabiliteitsverbanden.

Bij dit boek behoort een diskette met handleiding voor de berekening van kolommen en geïntegreerde liggers conform de TGB 1990. De programma's zijn geschreven voor MS-DOS computers.

